



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG MIDTOWN
POINT OFFICE TOWER MENGGUNAKAN BAJA-BETON
KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA BRESING
EKSENTRIS**

ADAM PRAKOSO PRAMUDITA
NRP. 3113 100 026

Dosen Pembimbing I
Ir. Mudji Irmawan, MS.

Dosen Pembimbing II
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG MIDTOWN
POINT OFFICE TOWER MENGGUNAKAN BAJA-BETON
KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA BRESING
EKSENTRIS**

ADAM PRAKOSO PRAMUDITA
NRP. 3113 100 026

Dosen Pembimbing I
Ir. Mudji Irmawan, MS.

Dosen Pembimbing II
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



FINAL PROJECT (RC14-1501)

**DESIGN MODIFICATION MIDTOWN POINT OFFICE
TOWER BY USING STEEL-CONCRETE COMPOSITE
WITH ECCENTRICALLY BRACED FRAMES**

ADAM PRAKOSO PRAMUDITA
NRP. 3113 100 026

Academic Supervisor I
Ir. Mudji Irmawan, MS.

Academic Supervisor II
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2017

**MODIFIKASI GEDUNG MIDTOWN POINT OFFICE
TOWER MENGGUNAKAN BAJA-BETON KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIS
LEMBAR PENGESAHAN**

TUGAS AKHIR

**Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik**

pada

Bidang Studi Struktur

Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil

Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

ADAM PRAKOSO PRAMUDITA

NRP. 3113 100 026

Disetujui oleh Pembimbing Tugas

1. Ir. Mudi Imawan, MS.

2. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D.



SURABAYA

JULI, 2017

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MIDTOWN POINT JAKARTA MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS

Nama Mahasiswa : Adam Prakoso Pramudita
NRP : 3113 100 026
Departemen : Teknik Sipil FTSP ITS
Dosen Konsultasi : Ir. Mudji Irmawan, MS.
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D.

Abstrak

Struktur komposit merupakan struktur yang terdiri dari dua atau lebih material berbeda sifat dan karakteristik yang berkerja bersama sama untuk memikul beban yang berkerja pada suatu struktur dalam hal ini digunakan material baja dan beton. Struktur komposit baja-beton memungkinkan pemanfaatan karakteristik dasar masing-masing bahan secara optimal, sehingga dengan penampang yang lebih kecil, mampu memikul beban serta dengan bentang yang sama dengan beton bertulang biasa.

Gedung Midtown Point Jakarta merupakan gedung yang terdiri dari 21 lantai dan 1 lantai atap yang pada awalnya didesain dengan menggunakan struktur beton bertulang. Perancangan bangunan ini dimodifikasi menggunakan struktur komposit baja-beton. Dalam tugas akhir ini dilakukan perencanaan ulang menggunakan struktur komposit baja-beton dengan Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE). Kelebihan sistem ini adalah daktilitas struktur yang baik dengan mekanisme kelelahan geser yang terjadi pada link. Link adalah bagian pada elemen struktur balok yang dibentuk oleh perpotongan balok dan bresing.

Telah dilakukan perencanaan struktur gedung menggunakan komposit baja-beton Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE) yang memenuhi persyaratan keamanan struktur berdasarkan SNI 2847-2013, SNI 03-1729-2002, SNI 1729-2015, SNI 1726-2012, SNI 1727-2013.

Dari analisa dan hasil perhitungan diperoleh hasil yaitu : tebal pelat lantai dan atap 12 cm, dimensi balok induk WF 700x300x13x24, dimensi balok link WF 700x300x13x24 dengan panjang elemen link 100 cm, dimensi bresing WF 500x300x11x15, dimensi kolom CFT 750x750x25. Perencanaan pondasi menggunakan tiang pancang beton pracetak diameter 60 cm dengan kedalaman 44 meter. Kolom pedestal direncanakan dengan dimensi 1100 mm x 1100 mm. Dan dimensi Sloof 45 cm x 70 cm.

Kata Kunci : SRBE, Struktur komposit, baja-beton, *Link*, bresing, Midtown Point Jakarta

DESIGN MODIFICATION MIDTOWN POINT OFFICE TOWER BY USING STEEL-CONCRETE COMPOSITE WITH ECCENTRICALLY BRACED FRAMES

Student Name : Adam Prakoso Pramudita
NRP : 3113 100 026
Department : Teknik Sipil FTSP ITS
Academic Supervisor : Ir. Mudji Irmawan, MS.
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D.

Abstract

The composite structure is a structure consisting of two or more different material properties and characteristics that work together to carry a load on a structure. In this case, steel and concrete materials are used. The steel-concrete composite structure allows the optimal utilization of the basic characteristics of each material, so that with smaller cross-sections, and able to carry the load with the same span as regular reinforced concrete

Midtown Point Jakarta is a 21-storey building and 1 story roof which was originally designed using reinforced concrete structures. The design of this building was modified using a steel-concrete composite structure. In this final project is done by re-design using a steel-concrete composite structure with Bracing Eccentrically Frame System (EBF). The advantages of this system are good structure ductility with yielding shear mechanisms that occur in link. The link is a part of the beam structure elements formed by the intersection of beams and bracing.

Design of the building structure has been done using steel-concrete composite with Eccentrically Braced Frame System (EBF). Which meets the structural safety requirements under SNI 2847-2013, SNI 03-1729-2002, SNI 1729-2015, SNI 1726-2012, and SNI 1727-2013.

The results of the analysis and calculation indicated that the thickness of the floor deck and roof deck are 12 cm, the

dimension of the primary beam is WF 700x300x13x24, the dimension of link beam is WF 700x300x13x24 with the length of the link element are 100 cm, the dimension of bracing is WF 500x300x11x15, the dimension of column is CFT 750x750x25. the design of foundation using 60 cm diameter of precast concrete piles with 44 meters depth. The pedestal columns are designed with dimensions of 1100 mm x 1100 mm. And the dimensions of Sloof 45 cm x 70 cm.

Keyword : EBF, Composite Structure, Steel-Concrete, Link, braced, Midtown Point Jakarta

KATA PENGANTAR

Puji syukur saya panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa karena rahmat dan kesempatan yang telah dilimpahkan, penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul **“Modifikasi Perencanaan Gedung Midtown Point Office Tower Menggunakan Baja-Beton Komposit Dengan Sistem Rangka Bresing Eksentris”**. Dalam kesempatan ini penulis bermaksud mengucapkan terima kasih kepada pihak-pihak yang mendukung dan membantu atas terselesaikannya Tugas Akhir ini, yaitu:

1. Semua anggota keluarga yang telah memberikan semangat selama menjalani perkuliahan di ITS
2. Ir. Mudji Irmawan, MS. dan Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D. selaku dosen pembimbing yang telah memberikan banyak arahan serta bimbingannya dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini
3. Seluruh dosen pengajar di Jurusan Teknik Sipil yang telah memberikan ilmu serta bimbingannya selama masa perkuliahan penulis
4. Keluarga Diamond dan Teman-teman Jurusan Teknik Sipil yang memberikan motivasi dan bantuan selama proses penyusunan tugas akhir ini

Dalam pembuatan tugas akhir ini, penulis menyadari bahwa tugas akhir yang penulis buat masih sangat jauh dari kesempurnaan. Jadi dengan rasa hormat penulis mohon petunjuk, saran, dan kritik terhadap tugas akhir ini. Sehingga kedepannya, diharapkan ada perbaikan terhadap proposal tugas akhir ini serta dapat menambah pengetahuan bagi penulis,

Surabaya, Juli 2017

Penulis

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

DAFTAR ISI

Abstrak	i
<i>Abstract</i>	iii
KATA PENGANTAR.....	v
DAFTAR ISI.....	vii
DAFTAR GAMBAR	x
DAFTAR TABEL	xv
BAB I	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Perumusan Masalah	2
1.2.1 Umum.....	2
1.2.2 Khusus	3
1.3 Tujuan	3
1.3.1 Umum.....	3
1.3.2 Khusus	3
1.4 Batasan Masalah	4
1.5 Manfaat	4
BAB II	7
2.1 Umum	7
2.2 Struktur Gedung.....	7
2.3 Sistim Rangka Berpengaku Eksentris	8
2.3.1 Definisi Sistim Rangka Berpengaku Eksentris.....	8
2.3.2 Konsep SRBE.....	9
2.3.3 Parameter Respon Spectral.....	10
2.4 Struktur Komposit.....	15
2.4.1 Umum.....	15
2.4.2 Balok Komposit.....	16
2.4.3 Kolom Komposit	18
2.5 Pondasi.....	20
BAB III.....	25
3.1 Umum	25
3.2 Bagan Alir Perencanaan.....	25
3.3 Pencarian dan Pengumpulan Data	27
3.4 Studi Literatur	27
3.5 Preliminary Design	28

3.6 Perencanaan Struktur Sekunder	29
3.7 Perhitungan Beban Struktur	29
3.7.1 Beban Mati	29
3.7.2 Beban Hidup	30
3.7.3 Beban Angin	30
3.7.4 Beban Gempa	31
3.7.5 Kombinasi Pembebanan	41
3.8 Analisis dan Permodelan Struktur	41
3.9 Konntrol Perencanaan Struktur	42
3.9.1 Perencanaan Balok	42
3.9.2 Perencanaan Balok Komposit	47
3.9.3 Perencanaan Kolom Komposit	50
3.9.4 Perencanaan Link	56
3.9.5 Perencanaan Sambungan	59
3.9.6 Perencanaan Base Plate	60
3.10 Perencanaan Pondasi	61
3.10.1 Prenencanaan Pondasi Tiang Pancang	61
3.10.2 Perencanaan Tebal Poer	63
3.11 Gambar Teknik	64
BAB IV	65
4.1 Perencanaan Struktur Seunder	65
4.1.1 Perencanaan Dimensi Pelat Lantai Gedung	65
4.1.2 Perencanaan Balok Anak	69
4.1.3 Perencanaan Tangga	77
4.1.4 Perencanaan Balok <i>Lift</i>	100
4.2 Permodelan Struktur	106
4.2.1 Penjelasan Umum	106
4.2.2 Pemodelan Struktur	107
4.2.3 Pembebanan Struktur Utama	111
4.2.4 Pembebanan Gempa Dinamis	112
4.2.5 Kontrol Penerimaan Pemodelan Struktur	120
4.2.6 Kontrol Desain	125
4.3 Perencanaan Struktur Primer	137
4.3.1 Link	137

4.3.2 Balok diluar link.....	147
4.3.3 Bresing.....	157
4.3.4 Balok Induk	163
4.3.5 Kolom.....	184
4.4 Perencanaan Sambungan	192
4.4.1 Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk.....	192
4.4.2 Sambungan Anak Atap dengan Balok Induk	195
4.4.3 Sambungan Balok Tangga dengan Balok Penumpu Tangga.....	198
4.4.4 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom	201
4.4.5 Sambungan Antar Kolom.....	204
4.4.6 Sambungan Balok Induk dengan Kolom.....	207
4.4.7 Sambungan Batang Bresing	214
4.4.8 Sambungan Base Plate	222
4.5 Perencanaan Struktur Bawah	230
4.5.1 Umum.....	230
4.5.2 Data Tanah	230
4.5.3 Beban Struktur.....	231
4.5.4 Perencanaan Pondasi	231
4.5.5 Daya Dukung Tanah.....	233
4.5.6 Perencanaan Poer Pada Kolom.....	247
4.5.7 Perencanaan Kolom Pedestal	254
4.5.8 Perhitungan Sloof Pondasi	257
BAB V.....	261
5.1 Kesimpulan.....	261
5.2 Saran	264
Daftar Pustaka	267
Lampiran	

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Jenis-Jenis Konfigurasi SRBE.....	8
Gambar 2.2 Perbedaan perilaku tiga model sistem rangka baja....	9
Gambar 2.3 Gaya Yang Bekerja Pada Link	11
Gambar 2.4 Mekanisme Energi Disipasi.....	13
Gambar 2.5 Lendutan pada balok non-komposit	15
Gambar 2.6 Lendutan pada Balok Komposit	16
Gambar 2.7 Balok dengan penghubung geser (a) Balok baja diberi selubung beton (kanan)	17
Gambar 2.8 Balok komposit dengan deck (alur gelombang sejajar sumbu balok) (a) Balok komposit tanpa deck (alur gelombang tegak lurus sumbu balok) (b).....	17
Gambar 2.9 Profil Baja Berselubung beton profil WF (a) Profil Baja Berselubung beton profil king cross (b).....	18
Gambar 2.10 Profil baja berintikan beton penampang bundar (a) Profil baja berintikan beton penampang persegi (b)	19
Gambar 3.1 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir.....	26
Gambar 3.2 Peta Spektra 0,2 detik untuk periode ulang gempa 2500 tahun.....	32
Gambar 3.3 Peta spektra 1 detik untuk periode ulang gempa 2500 tahun.....	33
Gambar 3.4 Shear Connector Stud	48
Gambar 3.5 Shear Connector Baja Kanal.....	49
Gambar 3.6 Penampang Base plate	60
Gambar 3.7 Penampang Kritis Pada Pondasi	63
Gambar 4.1 Pelat Lantai Atap	65
Gambar 4.2 Penulangan Pelat Atap.....	67
Gambar 4.3 Pelat Lantai Apartemen	67
Gambar 4.4 Penulangan Lantai Apartemen.....	69
Gambar 4.5 Denah Balok Anak Lantai Atap.....	70

Gambar 4.7 Denah Balok Anak Lantai Apartemen.....	74
Gambar 4.9 Denah Tangga.....	78
Gambar 4. 10 Pelat Anak Tangga	79
Gambar 4. 11 Sketsa Pembebanan Pelat Tangga	80
Gambar 4.12 Denah Bordes	83
Gambar 4.13 Sketsa Pembebanan Balok Utama Tangga	88
Gambar 4.14 Bidang M Balok Tangga.....	90
Gambar 4.15 Bidang D Balok Tangga	92
Gambar 4.16 Bidang N Balok Tangga	93
Gambar 4.17 Hasil Analisis Lendutan Balok Utama Tangga	95
Gambar 4.18 Pembebanan Balok Penumpu Tangga	96
Gambar 4.19 Posisi M_A , M_B , M_C Balok Penumpu Tangga	98
Gambar 4.20 Hasil Analisis Lendutan Balok Utama Tangga ...	100
Gambar 4.21 Denah <i>Lift</i>	101
Gambar 4.22 Model Pembebanan Balok Penumpu Lift.....	102
Gambar 4.23 Lendutan yang terjadi pada balok penumpu lif ...	105
Gambar 4.24 Denah Struktur Perkantoran Midtown Point Jakarta	106
Gambar 4.25 Input Form Material pada ETABS 2016	107
Gambar 4.26 Input Form Elemen Struktur pada ETABS 2016.	108
Gambar 4.27 Pemodelan Kolom CFT dalam ETABS 2016.....	108
Gambar 4.28 Pemodelan Balok Menggunakan Profil WF dalam ETABS 2016	109
Gambar 4.29 Input Form Mass Source pada ETABS 2016.	109
Gambar 4.30 Model 3 Dimensi Struktur Perkantoran Midtown Point Jakarta	110
Gambar 4.31 Peta untuk menentukan (a) perioda pendek 0,2 detik (S_s) (b) perioda 1 detik (S_1)	114
Gambar 4.32 Grafik Respon Spektrum Situs E Jakarta	117
Gambar 4.33 Pembebanan Gempa Dinamis Arah X.....	117
Gambar 4.34 Pembebanan Gempa Dinamis Arah Y	118

Gambar 4.35 Pembebanan P-Delta	119
Gambar 4.36 Kombinasi Pembebanan	120
Gambar 4.37 Peninjauan Simpangan Pada Struktur.....	131
Gambar 4.38 Simpangan Yang Terjadi Pada Struktur	131
Gambar 4.39 Denah Link untuk Arah X	137
Gambar 4.40 Hasil Output Gaya Dalam Pada Link Arah X	138
Gambar 4.41 Jarak Pengaku Pada Link Arah X.....	141
Gambar 4.42 Denah Link untuk Arah Y	142
Gambar 4.43 Hasil Output Gaya Dalam Pada Link Arah Y	143
Gambar 4.44 Jarak Pengaku Pada Link Arah Y	146
Gambar 4.45 Denah Balok Diluar Link untuk Arah Y	147
Gambar 4.46 Hasil Output Aksial Balok Diluar Link Arah Y ..	149
Gambar 4.47 Hasil Output Moment Balok Diluar Link Arah y	151
Gambar 4.48 Denah Balok Diluar Link untuk Arah X	152
Gambar 4.49 Hasil Output Aksial Balok Diluar Link Arah X ..	154
Gambar 4.50 Hasil Output Moment Balok Diluar Link Arah y	156
Gambar 4.51 Denah Bresing untuk Arah X	157
Gambar 4.52 Denah Bresing untuk Arah Y	160
Gambar 4.53 Gaya Dalam Balok Induk Arah X Sebelum Komposit	163
Gambar 4.54 Lendutan Pada Balok Induk Arah X Akibat Kombinasi 1D+1LL	166
Gambar 4.55 Gaya Dalam Pada Balok Setelah Komposit	167
Gambar 4.56 Gaya Pada Balok Komposit.....	169
Gambar 4.57 Lendutan Pada Balok Induk Arah X Akibat Kombinasi 1D+1LL	173
Gambar 4.58 Gaya Dalam Balok Induk Arah Y Sebelum Komposit	174
Gambar 4.59 Lendutan Pada Balok Induk Arah Y Akibat Kombinasi 1D+1LL	176

Gambar 4.60 Gaya Dalam Balok Induk Arah Y Pada Balok Setelah Komposit	177
Gambar 4.61 Gaya Pada Balok Komposit.....	180
Gambar 4.62 Lendutan Pada Balok Induk Arah Y Akibat Kombinasi 1D+1LL	183
Gambar 4.63 Rencana Kolom Komposit CFT 750x750x25	185
Gambar 4.64 Sambungan Balok Anak Dengan Balok Induk....	192
Gambar 4.65 Detail Pelat Siku Pada Gelagar.....	194
Gambar 4.66 Sambungan Balok Anak Atap Dengan Balok Induk	195
Gambar 4.67 Detail Pelat Siku Pada Gelagar.....	197
Gambar 4.68 Sambungan Balok Tangga Dengan Balok Penumpu Tangga 1	198
Gambar 4.69 Detail Pelat Siku Pada Gelagar.....	200
Gambar 4.70 Sambungan Balok Penumpu Tangga Dengan Kolom	201
Gambar 4.71 Detail Pelat Siku Pada Gelagar.....	203
Gambar 4.72 Sambungan Antar Kolom	205
Gambar 4.73 Tampak Sambungan Antar Kolom	205
Gambar 4.74 Tampak Atas Sambungan Antara Balok Induk dengan Kolom	207
Gambar 4.75 Tampak Samping Sambungan Antara Balok Induk dengan Kolom	208
Gambar 4.76 Gaya geser pada balok induk kombinasi 1,2D+0,5 L	209
Gambar 4.77 Sambungan Bresing dengan Balok link.....	215
Gambar 4.78 Sambungan Bresing dengan Balok dan Kolom...	215
Gambar 4.79 Detail Pelat Siku Pada Gelagar.....	217
Gambar 4.80 Detail Pelat Siku Pada Gelagar.....	219
Gambar 4.81 Sambungan Las pada Baseplate	223
Gambar 4.82 Arah Beban Sumbu X pada Base Plate	225

Gambar 4.83 Arah Beban Sumbu Y Pada Base Plate	227
Gambar 4.84 Tampak Samping Sambungan Baseplate dengan Kolom dan Pedestal.....	229
Gambar 4.85 Tampak Atas Sambungan Baseplate dengan Kolom dan Pedestal.....	230
Gambar 4.86 Denah Rencana Pondasi	232
Gambar 4.87 Pondasi Tiang Pancang.....	240
Gambar 4.88 Pondasi Tiang Pancang.....	245
Gambar 4.89 Area Kritis Geser Akibat Kolom	248
Gambar 4.90 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang	249
Gambar 4.91 Pembebanan Poer Kolom Tipe I (Arah Sumbu X)	251
Gambar 4.92 Pembebanan Poer Kolom Tipe I (Arah Sumbu Y)	253
Gambar 4.93 Hasil Analisis Kolom Pedestal dengan Program PCA Col.	255
Gambar 4.94 Penulangan Kolom Pedestal	256
Gambar 4.95 Hasil Analisis Sloof dengan Program PCA Col.	258
Gambar 4.96 Penampang Sloof 450 x 700.....	260

DAFTAR TABEL

Tabel 1.1 Klasifikasi <i>Link</i>	14
Tabel 3.1 Berat Sendiri Pada Struktur	29
Tabel 3.2 Beban Hidup Pada Lantai Gedung	30
Tabel 3.3 Kategori Resiko Bangunan Gedung	32
Tabel 3.4 Klasifikasi situs	34
Tabel 3.5 Koefisien situs F_a	34
Tabel 3.6 Koefisien situs F_v	35
Tabel 3.7 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek	37
Tabel 3.8 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 detik	37
Tabel 3.9 Faktor Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa	38
Tabel 4.1 Penulangan pelat atap beda bentang	67
Tabel 4.2 Penulangan pelat lantai beda bentang	69
Tabel 4.3 Profil Baja pada Balok Anak Atap	73
Tabel 4.4 Profil Baja pada Balok Anak Lantai	77
Tabel 4.5 Hasil Data Tanah Berdasarkan N-SPT	113
Tabel 4.6 Perhitungan Beban Mati Lantai	121
Tabel 4.7 Perhitungan Beban Mati Dinding	121
Tabel 4.8 Perhitungan Beban Mati Balok	122
Tabel 4.9 Perhitungan Beban Mati Kolom	123
Tabel 4.10 Perhitungan Beban Hidup	124
Tabel 4.11 Beban Output Total Dari ETABS 2016	124
Tabel 4.12 Rasio Partisipasi Massa Perkantoran Midtown Point Jakarta	126
Tabel 4.13 Periode dan Frekuensi Struktur	127
Tabel 4.14 Reaksi Dasar Struktur	128
Tabel 4.15 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa	129

Tabel 4.16 Simpangan Antar Lantai yang Terjadi Akibat Beban Gempa	133
Tabel 4.17 Kontrol Simpangan Arah X Akibat Beban Gempa Arah X	134
Tabel 4.18 Kontrol Simpangan Arah Y Akibat Beban Gempa Arah Y	135
Tabel 4.19 Reaksi Perletakan dan Persentase Gaya Geser yang Dipikul akibat Gempa Arah X dan Arah Y	136
Tabel 4.20 Tabel Rekapitulasi Link Arah X	141
Tabel 4.21 Tabel Rekapitulasi Link Arah Y	146
Tabel 4.22 Tabel Rekapitulasi Balok Luar Link	156
Tabel 4.23 Tabel Rekapitulasi Bresing Arah X	159
Tabel 4.24 Tabel Rekapitulasi Bresing Arah Y	162
Tabel 4.25 Tabel Rekapitulasi Balok Memanjang	173
Tabel 4.26 Tabel Rekapitulasi Balok Melintang	184
Tabel 4.27 Rekapitulasi Pembebanan Pada Kolom	184
Tabel 4.28 Rekapitulasi Dimensi Kolom	191
Tabel 4.29 Perhitungan Daya Dukung Tanah	235
Tabel 4.30 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang	241
Tabel 4.31 Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok	243
Tabel 4.32 Rekapitulasi Kontrol terhadap gaya momen	244
Tabel 4.33 Rekapitulasi Kontrol terhadap gaya lateral	246

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pesatnya perkembangan perekonomian di Jakarta saat ini mengakibatkan kebutuhan fungsi perkantoran terus bertambah setiap tahun. Meningkatnya kebutuhan perkantoran pada kota-kota besar di Indonesia tidak diimbangi dengan ketersediaan lahan yang cukup sehingga mulai banyak didirikan perkantoran bertingkat banyak (*high rise office building*) untuk memenuhi kebutuhan ruang perkantoran baru. Melihat peluang tersebut, dibangunlah Midtown Point Office Tower yang terletak di jalan H. Fachrudin Jakarta. Gedung Midtown Point Office Tower terdiri atas 21 jumlah lantai menggunakan struktur beton bertulang konvensional. Yang kemudian akan dimodifikasi kolom dan baloknya menggunakan struktur komposit baja-beton.

Struktur komposit merupakan struktur yang terdiri dari dua atau lebih material berbeda sifat dan karakteristik yang berkerja bersama sama untuk memikul beban yang berkerja pada suatu struktur, dalam hal ini digunakan material baja dan beton. Perbedaan dengan beton bertulang terdapat pada pemikul gaya tariknya. pada struktur beton bertulang, gaya tarik dipikul oleh tulangan baja. Sedangkan pada struktur komposit, gaya tarik dipikul oleh elemen profil baja.. Kelebihan dari struktur komposit yang didapat dalam perencanaan adalah : (1) Penghematan berat struktur oleh baja. (2) Penampang profil balok yang lebih kecil. (3) Peningkatan kekakuan lantai. (4) Panjang bentang tertentu dapat lebih besar. (Salmon, 2009)

Lebih lanjut penggunaan struktur komposit memungkinkan pemanfaatan karakteristik dasar masing-masing bahan secara optimal, sehingga dengan penampang yang lebih kecil, mampu memikul beban serta dengan bentang yang sama dengan beton bertulang biasa. Struktur komposit memiliki kekakuan lebih besar dari pada struktur non komposit, dan struktur komposit memiliki defleksi yang lebih kecil sebesar 20% hingga 30% dari non-komposit dengan ukuran yang sama. Selanjutnya

struktur komposit dapat menahan beban lebih besar sekitar 33% sampai 50% atau lebih dari beban yang dapat ditahan oleh balok baja profil bila bekerja sendiri sebagai non-komposit. Kelebihan lainnya dari struktur komposit adalah memungkinkannya untuk memiliki struktur yang memiliki tinggi tiap lantai lebih kecil, fakta penting dalam high rise building. Dengan mengecilnya tinggi tiap lantai dapat mengurangi tinggi total bangunan, sehingga dapat mengurangi juga biaya dinding, plumbing, kabel, lift dan pondasi. Selain itu dengan mengurangi tinggi balok dapat mengurangi biaya untuk tahan api karena pelapisan material tahan api yang harus dilakukan menjadi dapat lebih sedikit. (McCormac, 2012)

Salah satu sistem struktur yang mampu memikul beban gempa adalah sistem bangunan baja dengan menggunakan Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE). Sistem Rangka Bresing Eksentris ini diperkenalkan oleh Fujimoto dan Tanabashi di Jepang dari hasil modifikasi sistem rangka pengaku konsentris. Sistem Rangka Bresing Eksentris ini mampu memindahkan gaya aksial yang terjadi pada batang pengaku ke kolom dan lendutan ke bagian kecil balok. Pemindahan gaya-gaya ini melalui perantara sambungan pengaku dengan balok yang disebut dengan *link*. Sambungan ini mampu memindahkan gaya disipasi akibat gempa pada bangunan secara merata, sehingga bangunan tetap stabil.

Pada tugas akhir ini direncanakan modifikasi pada gedung Midtown Point Office Tower menggunakan baja-beton komposit dengan Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE). sistem ini tepat dilakukan pada struktur yang mampu mempertahankan struktur nya terhadap beban gempa di Jakarta.

1.2 Perumusan Masalah

1.2.1 Umum

Bagaimana melakukan perencanaan terhadap modifikasi gedung Midtown Point Office Tower menggunakan Sistem Rangka Berpengaku Eksentris (SRBE) agar memenuhi syarat keamanan struktur ?

1.2.2 Khusus

1. Bagaimana preliminary design penampang elemen struktur gedung Midtown Point Office Tower ?
2. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi balok anak, plat dan tangga ?
3. Bagaimana merencanakan struktur primer yang meliputi balok dan kolom ?
4. Bagaimana merencanakan pengaku eksentris dan link ?
5. Bagaimana merencanakan sambungan antar profil sehingga antar profil dapat tersambung dengan kuat dan efisien ?
6. Bagaimana merencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah di lapangan ?
7. Bagaimana menggambarkan hasil perhitungan struktur dalam gambar teknik ?

1.3 Tujuan

1.3.1 Umum

Melakukan perencanaan terhadap modifikasi gedung Midtown Point Office Tower menggunakan Sistem Rangka Berpenghaku Eksentris (SRBE) agar memenuhi syarat keamanan struktur.

1.3.2 Khusus

1. Menentukan preliminary desain penampang struktur gedung Midtown Point Office Tower
2. Merencanakan struktur sekunder yang meliputi balok anak, plat dan tangga
3. Merencanakan struktur primer yang meliputi balok dan kolom
4. Merencanakan pengaku eksentris dan link.
5. Merencanakan sambungan antar profil sehingga antar profil dapat tersambung dengan kuat dan efisien
6. Merencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah di lapangan

7. Menggambarkan hasil perhitungan struktur dalam gambar teknik

1.4 Batasan Masalah

Berdasarkan permasalahan yang telah diuraikan diatas, maka untuk menghindari terjadinya penyimpangan pembahasan perlu dibuat pembatasan masalah. Batasan-batasan masalah dari tugas akhir ini adalah :

1. Perencanaan dibatasi pada perhitungan struktur gedung Midtown Point Office Tower
2. Perencanaan tidak meninjau metode pelaksanaan, analisa biaya dan arsitektural
3. Perencanaan tidak memperhitungkan unsur utilitas bangunan, mekanikal elektrik, finishing dan manajemen konstruksi.
4. Desain dan evaluasi struktur mengacu pada SNI 03-1726-2002 dan SNI 1729-2015 untuk komponen struktur baja dan baja komposit, dan SNI 2847-2013 untuk komponen struktur beton.
5. Pembebanan dalam perencanaan dihitung berdasarkan SNI 1727-2013 dan beban gempa dalam perencanaan dihitung berdasarkan SNI 1726-2012.

1.5 Manfaat

Manfaat yang bisa didapatkan dari modifikasi perencanaan ini adalah :

1. Dapat merencanakan dan memahami lebih lanjut mengenai struktur komposit dan Sistem Rangka Berpengaku Eksentris (SRBE) yang memenuhi persyaratan keamanan struktur.
2. Dapat diketahui hal-hal yang harus diperhatikan pada saat perencanaan bangunan sehingga kegagalan struktur bisa diminimalisasi.
3. Sebagai alternatif bagi pembaca dalam perencanaan bangunan komposit baja-beton

4. Menambah wawasan penulis tentang perencanaan bangunan komposit baja-beton sehingga bermanfaat di masa mendatang ketika memasuki dunia kerja.

“Halaman ini sengaja dikosongkan..”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Perancangan tugas akhir pada gedung Midtown Point Office Tower Jakarta menggunakan sistem struktur komposit. Dimana struktur komposit dapat memikul beban yang lebih besar dari pada gedung dengan struktur beton bertulang. Selain itu struktur komposit juga menghasilkan desain profil yang lebih ekonomis

Pada Perancangan tugas akhir ini perhitungan basement ditiadakan, tetapi perhitungan pondasi tetap disertakan. Pondasi pada perancangan tugas akhir ini menggunakan pondasi tiang pancang (*Spun pile*), dimana pondasi ini cocok untuk daerah yang jenis tanahnya lempung. Secara keseluruhan, bab ini akan membahas mengenai teori yang digunakan dalam perencanaan tugas akhir berdasarkan acuan dari para ahli

2.2 Struktur Gedung

Menurut SNI 1726-2012 pasal 7.3.2. pembagian keteraturan gedung dibagi menjadi dua. Penggolongannya dapat dilihat sebagai berikut :

1. Struktur Gedung Beraturan

Pengaruh gempa rencana struktur gedung beraturan dapat ditinjau sebagai pengaruh beban gempa static ekuivalen

2. Struktur Gedung Tidak Beraturan

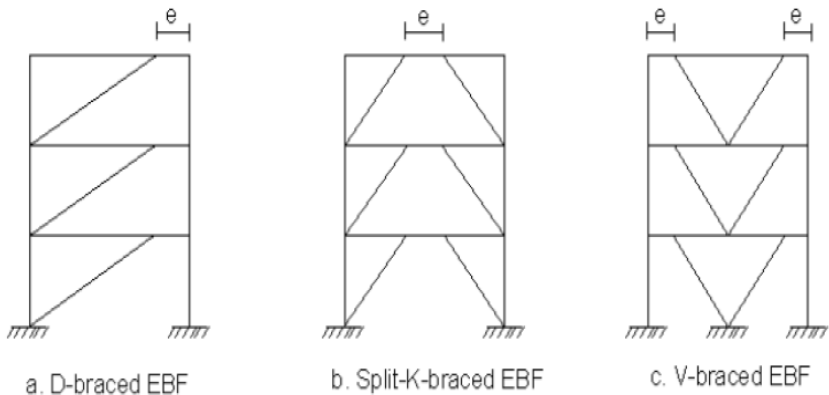
Struktur gedung tidak beraturan harus diatur menggunakan pembebanan gempa dinamik. Sehingga menggunakan analisa respon dinamik

Perancangan gedung dalam tugas akhir ini adalah merupakan struktur gedung beraturan, sehingga dapat ditinjau dengan pengaruh statik ekuivalen

2.3 Sistim Rangka Berpengaku Eksentris

2.3.1 Definisi Sistim Rangka Berpengaku Eksentris

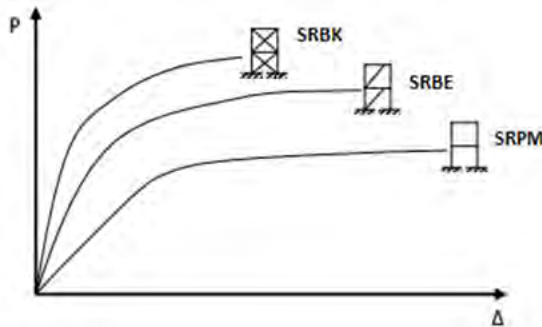
Sistem Rangka Berpengaku Eksentris (SRBE) merupakan suatu sistem struktur yang terdiri atas balok, kolom, dan pengaku dimana pengaku tersebut tidak terhubung ke perpotongan balok dan kolom melainkan terhubung ke balok dengan jarak “ e ” ke titik perpotongan balok dan kolom. Segmen balok pendek atau *link* ini memiliki daktilitas yang tinggi yang memastikan struktur memiliki perilaku inelastis serta penyerapan energi yang bagus (Popov dan Roeder, 1978). Kinerja dari balok *link* tersebut akan lebih maksimal jika elemen-elemen di luar dari balok *link* tersebut direncanakan lebih kuat. Konsep perencanaan SRBE yang berdasarkan keseimbangan mekanisme kelelahan akan mencegah terjadinya cara keruntuhan yang tidak diinginkan yaitu elemen-elemen struktur tidak mengalami penurunan kekakuan dan kekuatan saat struktur menerima beban lateral.



Gambar 2.1 Jenis-Jenis Konfigurasi SRBE
(Sumber : AISC, 2010)

SRBE dapat dikatakan sebagai system hybrid antara SRPM dan SRBK sebagaimana ditunjukkan Gambar 2.2, karena SRBE memiliki daktilitas yang sangat tinggi seperti halnya SRPM dan juga memiliki kekakuan elastis seperti halnya SRBK (Engelhardt,

2007). Pada gambar 2.2 dijelaskan tentang kurva hubungan antara gaya lateral dengan perpindahan yang terjadi pada SRBK, SRBE, dan SRPM. SRBE dapat memberikan perilaku struktur yang di harapkan saat terjadi gempa yaitu terlalu kaku seperti halnya SRBK tetapi juga tidak terlalu memiliki deformasi yang besar seperti SRPM



Gambar 2.2 Perbedaan perilaku tiga model sistem rangka baja
(Moestopo, M.,dkk, 2006)

2.3.2 Konsep SRBE

Untuk mendesain SRBE maka pendekatan umum yang harus dilakukan agar mendapatkan kekuatan struktur yang baik adalah :

1. Tiga variabel utama dalam mendesain SRBE adalah konfigurasi pengaku, panjang *link*, dan profil *link* yang dipakai (Roy Becker, 1996)
2. *Link* adalah elemen terlemah dalam SRBE, dan elemen struktur yang lain seperti balok, kolom, dan sambungan harus lebih kuat dari *link* (Engelhardt, 2007)
3. Dapat dipasang *stiffener* dan pengaku lateral untuk menunjang daktilitas (Engelhardt, 2007)
4. Cek *link* agar dapat memenuhi daktilitas yang diperlukan (Engelhardt, 2007)
5. *Link* harus memenuhi perbandingan lebar terhadap tebal sesuai dengan tabel 15.7-1 (SNI 03 – 1729 - 2002)

6. Tegangan leleh bahan baja yang digunakan pada *link* tidak boleh melebihi 350 Mpa (SNI 03 - 1729 – 2002)
7. Mendesain SRBE sesuai dengan SNI 03 – 1729 – 2002 pasal 15.13

SRBE diharapkan dibangun dengan deformasi inelastis yang signifikan pada *link* saat subjek/struktur mengalami gaya yang dihasilkan oleh gaya gempa. Pengaku diagonal, kolom, dan bagian balok diluar elemen *link* harus didesain untuk memikul sisa tegangan elastis dibawah tegangan maksimum yang dihasilkan dari *link* pada saat leleh penuh dan saat mencapai tegangan tinggi (Bruneau, dkk, 1998).

Dengan membuat *link* menjadi komponen terlemah dalam sebuah SRBE, elemen ini diijinkan mengalami deformasi yang cukup besar maka system bresing direncanakan untuk tidak mengalami kelelahan baik tarik maupun tekuk. Hal ini dimaksudkan agar kestabilan elemen *link* terjaga dengan baik.

2.3.3 Parameter Respon Spectral

2.3.3.1 Gaya Dalam Pada Link

Link beam merupakan elemen balok pendek yang direncanakan mengalami kelelahan lebih awal pada saat bekerjanya beban lateral pada struktur. Pada bagian *link* ini bekerja gaya geser (*shear*) pada kedua ujung *link* dengan besar yang sama dan arah yang berlawanan. Gaya geser yang bekerja tersebut mengakibatkan momen pada kedua ujung *link* dengan besar dan arah yang sama, sehingga didapatkan persamaan $V_e = 2M$. Pada kasus ini *link* diasumsikan hanya dalam keadaan plastis biasa, tidak pada saat *strain hardening* dan tidak ada interaksi antara momen dan geser. Dalam keadaan tersebut, maka dapat dirumuskan sebagai berikut :

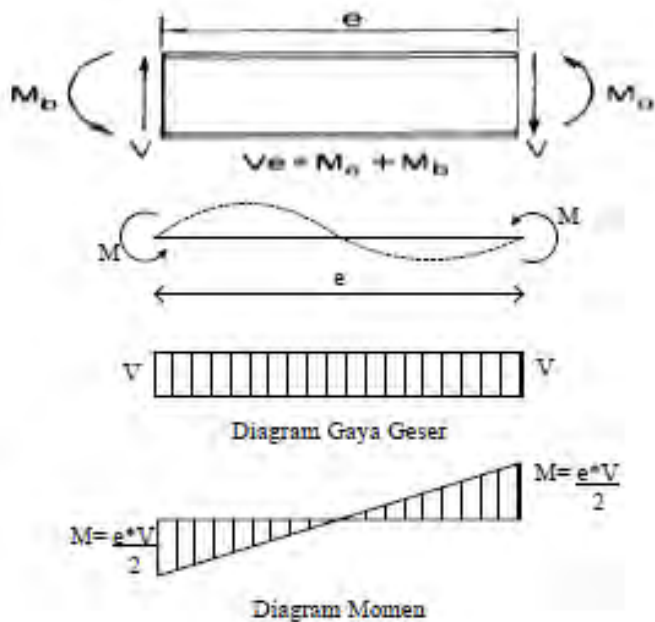
$$e = \frac{2M_p}{V_p}$$

Dimana:

e = Panjang *link*

M_p = Momen plastis ($Z_x \cdot f_y$)

V_p = Geser plastis ($0,6 \cdot f_y \cdot d \cdot t_w$)



Gambar 2.3 Gaya Yang Bekerja Pada Link

(Sumber: Engelhart dan Popov, 1988; Becker dan M. Isler, 1996)

2.3.3.2 Mekanisme Keruntuhan Pada Link

Semakin pendek *link*, maka semakin besar pengaruh gaya geser terhadap perilaku inelastik. Kelelahan geser terjadi seragam sepanjang *link*. Untuk *link* yang sangat pendek gaya geser *link* mencapai kapasitas geser plastis $V_p = 0.6 f_y d_{tw}$, sebelum momen ujung mencapai momen plastis $M_p = Z_x f_y$, dan *link* leleh akibat geser membentuk sebuah sendi geser. *Link* geser mempunyai sifat sangat daktil dengan kapasitas inelastik yang melebihi kapasitas geser badan, sehingga kegagalan buckling terjadi pada web (Yurisman, 2010).

Untuk *link* yang lebih panjang, momen ujung mencapai M_p membentuk sendi-sendi lentur sebelum terjadinya kelelahan geser. Mekanisme keruntuhan yang terjadi pada *link* panjang disebabkan karena deformasi lentur yang menyebabkan terjadinya kegagalan yang merupakan kombinasi dari terjadinya buckling pada sayap (flens), compression buckling pada badan (web) dan/atau lateral torsional buckling. Sebagai tambahan, akibat regangan yang sangat besar pada kedua ujung *link* maka besar kemungkinan terjadinya fracture pada sambungan las ujung pada saat terjadi mode keruntuhan batas (Budiono, 2010).

2.3.3.3 Mekanisme Energi Disipasi Pada Link

Menurut Engelhardt (2007) Pada design struktur penahan gempa dengan SRBE perlu diperhitungkan besar rotasi plastis yang akan dialami oleh *link*. Pada tahap ini lebih mudah menggunakan mekanisme disipasi energi (juga disebut mekanisme kehancuran). Gambar 2.3 menunjukkan mekanisme kehancuran dari SRBE. Pada setiap kasus θ merupakan besar penyimpangan yang terjadi pada rangka, besar penyimpangan pada sendi plastis terhadap balok juga disimbolkan θ . Untuk SRBE besar dari kebutuhan rotasi *link* (γ) harus lebih besar dari θ , dengan perumusan :

$$\gamma = \frac{L}{e} \theta$$

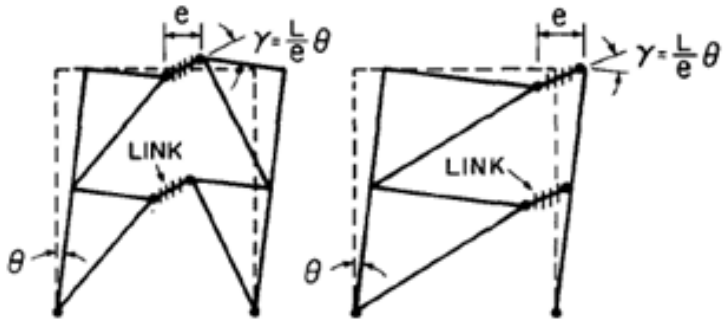
Dimana:

γ = Rotasi *link*

L = Panjang balok

e = Panjang *link*

θ = Besar penyimpangan struktur



Gambar 2.4 Mekanisme Energi Disipasi
(Sumber : AISC, 2010)

2.3.3.4 Jenis-Jenis Link

Berdasarkan ukuran panjang *link* (e), dikenal klasifikasi jenis *link* sebagai berikut :

Tabel 1.1 Klasifikasi *Link*

Jenis <i>Link</i>	Syarat <i>Link</i>	Rotasi	Jarak Pengaku Maksimum	Keterangan
Geser murni	$e \leq \frac{1,6M_p}{V_p}$	0,08	30.tw – d/5	Leleh pada <i>link</i> didominasi oleh geser penuh
Dominan geser	$\frac{1,6M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{2,6M_p}{V_p}$	*Interpolasi Linier	1 dan 3 dipenuhi	Leleh pada <i>link</i> didominasi oleh geser
Dominan lentur	$\frac{2,6M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{5M_p}{V_p}$	0,02	1,5 bf dari tiap ujung <i>link</i>	Leleh pada <i>link</i> didominasi oleh lentur
Lentur murni	$e \geq \frac{5M_p}{V_p}$		Tidak Memerlukan	Leleh pada <i>link</i> disebabkan oleh lentur

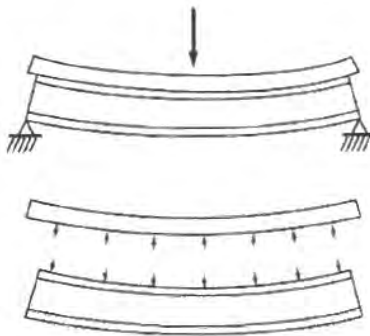
2.4 Struktur Komposit

2.4.1 Umum

Batang komposit adalah batang yang terdiri dari profil baja dan beton yang digabung bersama dan memikul beban tekan atau lentur. Batang yang memikul beban lentur umumnya disebut dengan balok komposit. Sedangkan batang yang memikul beban tekan umumnya disebut dengan kolom komposit.

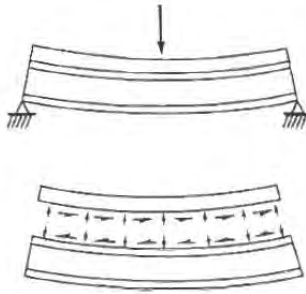
Aksi komposit timbul bila dua batang struktur pemikul beban seperti konstruksi lantai beton dan lantai baja penyanggah disambung secara integral dan meleleh secara satu kesatuan. (Salmon & Johnson, 2009)

1. Balok non-komposit yang melendut
 - a. Balok dan pelat masing-masing memikul suatu bagian beban secara terpisah
 - b. Bila pelat mengalami deformasi akibat beban vertikal, permukaan bawahnya akan tertarik dan memanjang sedangkan permukaan balok tertekan dan memendek.
 - c. Hanya gaya dalam vertikal yang berkerja antara pelat dan balok



Gambar 2.5 Lendutan pada balok non-komposit
(Sumber: Salmon, 2009)

2. Balok komposit yang melendut
 - a. Balok dan pelat memikul suatu bagian beban secara bersamaan
 - b. Gaya horizontal (geser) timbul dan bekerja pada permukaan bawah pelat sehingga pelat tertekan dan memendek, dan pada saat yang sama gaya horizontal bekerja diatas permukaan balok sehingga balok memanjang



Gambar 2.6 Lendutan pada Balok Komposit
(Sumber: Salmon, 2009)

Pada dasarnya aksi komposit pada balok komposit dapat tercapai atau tidaknya tergantung dari penghubung gesernya. Biasanya penghubung geser diletakkan di sayap atas profil baja. Hal ini bertujuan untuk mengurangi terjadinya slip antara pelat beton dengan balok baja. (Qing Quan Liang. 2004)

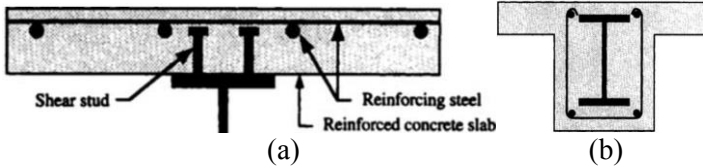
2.4.2 Balok Komposit

Balok adalah salah satu diantara elemen struktur yang paling banyak dijumpai pada setiap struktur. Balok adalah elemen struktur yang memikul beban yang berkerja tegaklurus dengan sumbu longitudinalnya. (Spiegel & Limbrunner, 1998)

2.4.2.1 Tipe Balok Komposit

Ada dua tipe dari balok komposit, antara lain sebagai berikut :

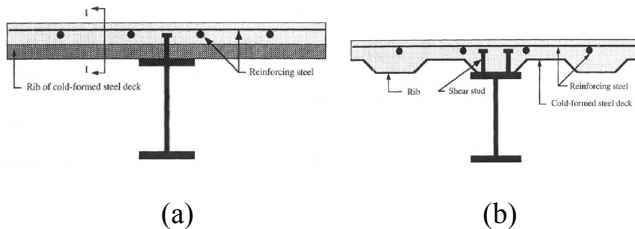
- Balok komposit dengan penghubung geser
- Balok baja yang diberi selubung beton



Gambar 2.7 Balok dengan penghubung geser (a) Balok baja diberi selubung beton (kanan)

Balok komposit dengan penghubung geser dibagi menjadi dua macam, yaitu :

- Balok komposit tanpa deck
- Balok komposit dengan deck



Gambar 2.8 Balok komposit dengan deck (alur gelombang sejajar sumbu balok) (a) Balok komposit tanpa deck (alur gelombang tegak lurus sumbu balok) (b)

Aksi komponen terbentuk dengan adanya transfer geser antara pelat beton dan balok baja yang dapat terjadi melalui :

- Mekanisme interlocking antara penghubung geser mekanis dan pelat beton
- Mekanisme lekatan dan friksi di sepanjang permukaan atas profil baja yang terkekang di dalam beton dan mekanisme

tahanan geser pada bidang antara pelat beton dan selubung beton di sekitar profil baja.

Dalam perencanaan tugas akhir gedung Midtown Point Office Tower Jakarta ini digunakan balok komposit dengan penghubung geser sebagai balok.

2.4.3 Kolom Komposit

Ada dua tipe kolom komposit, yaitu :

- a. Kolom baja terselubung beton
Kolom baja terselubung beton adalah kolom komposit terbiat dari profil baja yang diberi selubung beton di sekelilingnya



(a)

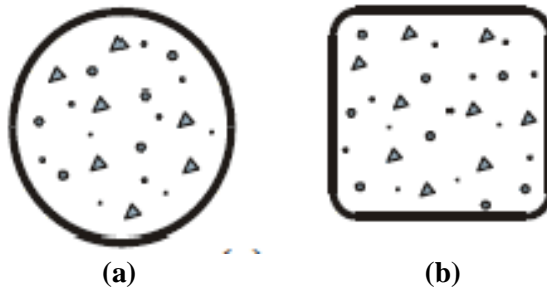


(b)

Gambar 2.9 Profil Baja Berselubung beton profil WF (a) Profil Baja Berselubung beton profil king cross (b)

b. Kolom baja berintikan beton

Kolom baja berintikan beton adalah kolom komposit yang terdiri dari penampang baja berongga yang berisi beton.



Gambar 2.10 Profil baja berintikan beton penampang bundar
(a) Profil baja berintikan beton penampang persegi (b)

Pada kolom baja berselubung terdapat penambahan beton yang dapat menunda terjadinya kegagalan *local buckling* pada profil baja, ketahanan terhadap api dan korosi lebih baik dibandingkan kolom baja biasa. Kemampuan kolom komposit memikul beban aksial dan lentur lebih besar dibandingkan kolom beton bertulang, sementara itu material baja disini berfungsi sebagai penahan beban yang terjadi setelah beton gagal. Keuntungan diatas didapat karena terlindungnya profil baja oleh beton bertulang yang menyelimutinya. Sedangkan untuk kolom baja berintikan beton, kehadiran material baja dapat meningkatkan kekuatan dari beton serta beton dapat menghalangi terjadinya *local buckling* pada baja. (Ruddy Jhon L, 2005)

Kolom komposit merupakan suatu solusi hemat untuk kasus dimana kapasitas beban tambahan yang diinginkan lebih besar dibandingkan dengan penggunaan kolom baja sendiri. Kolom komposit juga menjadi solusi yang efektif untuk berbagai permasalahan yang ada pada desain praktis. Salah satunya yaitu jika beban yang terjadi pada struktur kolom sangatlah besar, maka penambahan material beton pada struktur kolom dapat memikul beban yang terjadi, sehingga ukuran profil baja tidak perlu diperbesar lagi.

Dalam perencanaan tugas akhir Gedung Midtown Point Office Tower Jakarta ini, digunakan kolom baja penampang persegi berisikan beton.

2.5 Pondasi

Pondasi adalah struktur bagian bawah bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah dan suatu bagian dari konstruksi yang berfungsi menahan gaya beban di atasnya. Pondasi dibuat menjadi satu kesatuan dasar bangunan yang kuat yang terdapat dibawah konstruksi. Pondasi dapat didefinisikan sebagai bagian paling bawah dari suatu konstruksi yang kuat dan stabil (*solid*). Dalam perencanaan pondasi untuk suatu struktur dapat digunakan beberapa macam tipe pondasi. Pemilihan pondasi berdasarkan fungsi bangunan atas (*upper structure*) yang akan dipikul oleh pondasi tersebut, besarnya beban dan beratnya bangunan atas, keadaan tanah dimana bangunan tersebut didirikan dan berdasarkan tinjauan dari segi ekonomi.

Semua konstruksi yang direncanakan, keberadaan pondasi sangat penting mengingat pondasi merupakan bagian terbawah dari bangunan yang berfungsi mendukung bangunan serta seluruh beban bangunan tersebut dan meneruskan beban bangunan itu, baik beban mati, beban hidup dan beban gempa ke tanah atau batuan yang berada dibawahnya. Bentuk pondasi tergantung dari macam bangunan yang akan dibangun dan keadaan tanah tempat pondasi tersebut akan diletakkan, biasanya pondasi diletakkan pada tanah yang keras.

Pondasi bangunan biasanya dibedakan atas dua bagian yaitu pondasi dangkal (*shallow foundation*) dan pondasi dalam (*deep foundation*), tergantung dari letak tanah kerasnya dan perbandingan kedalaman dengan lebar pondasi. Pondasi dangkal kedalamannya kurang atau sama dengan lebar pondasi ($D \leq B$) dan dapat digunakan jika lapisan tanah kerasnya terletak dekat dengan permukaan tanah. Sedangkan pondasi dalam digunakan jika lapisan tanah keras berada jauh dari permukaan tanah

Pondasi dapat digolongkan berdasarkan kemungkinan besar beban yang harus dipikul oleh pondasi :

1. Pondasi dangkal

Pondasi dangkal disebut juga pondasi langsung, pondasi ini digunakan apabila lapisan tanah pada dasar pondasi yang mampu mendukung beban yang dilimpahkan terletak tidak dalam (berada relatif dekat dengan permukaan tanah). Beberapa contoh pondasi dangkal adalah sebagai berikut:

a. Pondasi telapak

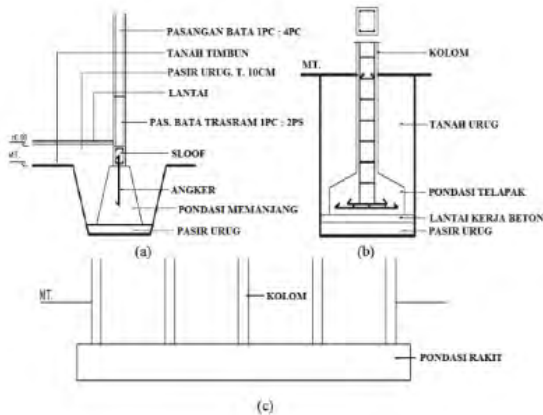
Pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom atau pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah bilamana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dengan kualitas baik yang mampu mendukung bangunan itu pada permukaan tanah atau sedikit dibawah permukaan tanah. (Gambar 2.11a)

b. Pondasi memanjang

Pondasi yang digunakan untuk mendukung sederetan kolom yang berjarak dekat sehingga bila dipakai pondasi telapak sisinya akan terhimpit satu sama lainnya. (Gambar 2.11b)

c. Pondasi rakit (raft foundation)

Pondasi yang digunakan untuk mendukung bangunan yang terletak pada tanah lunak atau digunakan bila susunan kolom- kolom jaraknya sedemikian dekat disemua arahnya, sehingga bila menggunakan pondasi telapak, sisi- sisinya berhimpit satu sama lainnya. (Gambar 2.11c)



Gambar 2.11 Jenis Pondasi Dangkal
(Kazuo Nakazawa.1984)

2. Pondasi Dalam

Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari permukaan, Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari permukaan, seperti :

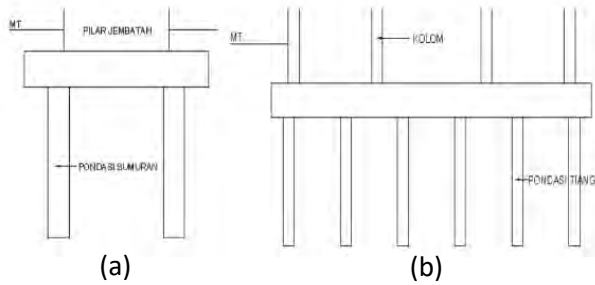
a. Pondasi Sumuran (*Pier Foundation*)

Pondasi sumuran merupakan pondasi peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam, dimana pondasi sumuran nilai kedalaman (D_f) dibagi lebar (B) lebih kecil atau sama dengan 4, sedangkan pondasi dangkal $D_f/B \leq 1$. (Gambar 2.12a)

b. Pondasi Tiang (*Pile Foundation*)

Pondasi tiang digunakan bila tanah pondasi pada kedalaman yang normal tidak mampu mendukung bebannya dan tanah kerasnya terletak pada kedalaman

yang sangat dalam. Pondasi tiang umumnya berdiameter lebih kecil dan lebih panjang dibanding dengan pondasi sumuran. (Gambar 2.12b)



Gambar 2.12 Jenis Pondasi Dalam
(Kazuo Nakazawa, 1984)

“Halaman ini sengaja dikosongkan..”

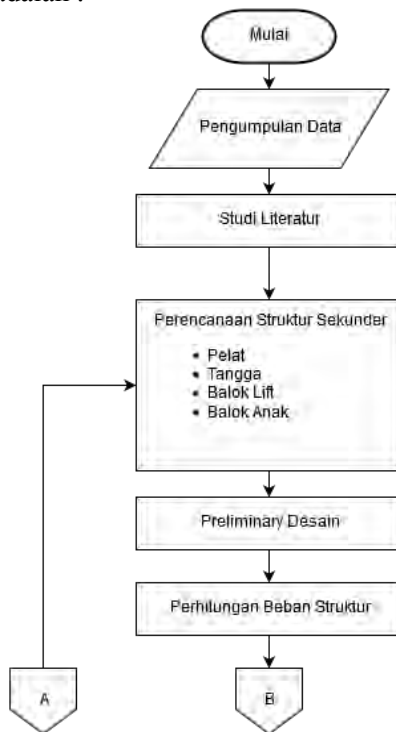
BAB III METODOLOGI

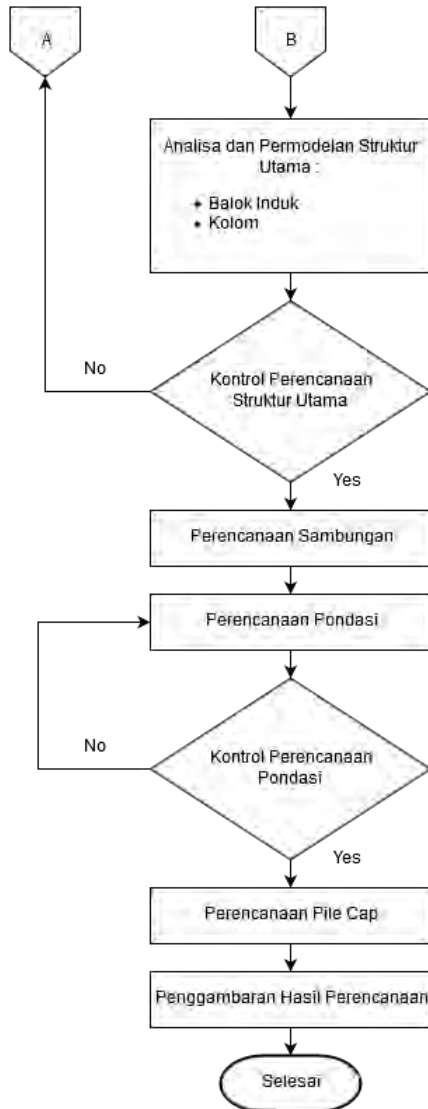
3.1 Umum

Sebelum mengerjakan tugas akhir, maka perlu disusun langkah-langkah pengerjaan sesuai dengan uraian yang akan dilakukan. Urutan pelaksanaannya dimulai dengan pengumpulan literatur dan pedoman perancangan, sampai mencapai tujuan akhir dari analisa struktur yang akan disajikan.

3.2 Bagan Alir Perencanaan

Langkah-langkah yang dilakukan untuk mengerjakan tugas akhir ini adalah :





Gambar 3.1 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir

3.3 Pencarian dan Pengumpulan Data

Mencari data umum bangunan dan data tanah gedung Midtown Point Office Tower Jakarta.

Data Umum Bangunan :

1. Nama Gedung : Midtown Point Office Tower
2. Lokasi : Jalan H. Fachrudin Tanah Abang, Jakarta
3. Fungsi : Gedung Perkantoran
4. Jumlah : 22 Lantai
5. Tinggi Gedung : + 95 meter
6. Material Struktur : Struktur Beton Bertulang Konvensional
7. Kondisi Tanah : Tanah Alluvial
8. Data Tanah : Terlampir

3.4 Studi Literatur

Melakukan studi terhadap literatur yang berkaitan dengan topik tugas akhir menggunakan perencanaan struktur baja komposit. Literatur yang digunakan adalah sebagai berikut :

- a. SNI 1727-29013 tentang Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung
- b. SNI 1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung
- c. SNI 1729-2015 tentang Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung
- d. SNI 03-1729-2002 tentang Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung
- e. SNI 2847-2013 tentang Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung
- f. Mc Cormac, J.C., & Nelson, J.K.Jr. 2012. *Structural Steel Design, LRFD Method, 5th ed.* Prentice Hall
- g. Salmon, C.G., & Johnson, J.E. 2009. *Steel Structures: Design and Behavior, 5th ed.* Prentice Hall
- h. Smith, J.C. 1996. *Structural Steel Design, LRFD Approach.* John Wiley & Sons Inc

- i. Buku Ajar Struktur Baja 2 (Institut Teknologi Sepuluh Nopember)
- j. Buku Daya Dukung Pondasi Dalam (Herman Wahyudi)

3.5 Preliminary Design

Pada tugas akhir ini, struktur baja akan direncanakan menggunakan struktur komposit beton baja dengan sistem Rangka Berpengaku Eksentris (SRBE) dan struktur bawahnya menggunakan pondasi Bored Pile. Pemodelan struktur bresing baja direncanakan sistem rangka baja Inverted - V brace. Sistem ini dipilih karena memiliki geometri yang simetris sehingga terhindar dari masalah full moment connection pada kolom.

Adapun tugas akhir ini akan dimodifikasi perencanaannya menggunakan material baja dengan data-data sebagai berikut :

1. Nama Gedung : Midtown Point Office Tower
2. Lokasi Gedung : Jalan H. Fachrudin Tanah Abang, Jakarta
3. Fungsi Gedung : Gedung Perkantoran
4. Material Struktur : Struktur baja dan beton komposit
5. Sistem Struktur : Rangka Berpengaku Eksentris (SRBE)
6. Tinggi Gedung : + 92 meter
7. Jumlah Lantai : 22 Lantai
8. Rencana Pondasi : Tiang Pancang

Melakukan perkiraan dimensi awal dari elemen-elemen struktur, penentuan mutu bahan dan material struktur dan merencanakan dimensi profil yang akan digunakan sesuai dengan ketektuan SNI 1729-2015, yang berupa :

1. Preliminary desain balok
2. Preliminary desain kolom

3.6 Perencanaan Struktur Sekunder

Melakukan perkiraan dimensi awal dari elemen struktur, penentuan mutu bahan dan material struktur dan merencanakan dimensi profil yang akan digunakan yang meliputi :

1. Pelat Lantai
2. Balok Anak
3. Tangga
4. Balok Penumpu *Lift*

3.7 Perhitungan Beban Struktur

Dalam melakukan perencanaan, dibutuhkan perhatian pada beban-beban yang terjadi pada bangunan tersebut, sehingga diperlukan suatu pendekatan yang mendekati keadaan sesungguhnya. Berikut jenis beban yang terjadi pada struktur bangunan

3.7.1 Beban Mati

Beban mati adalah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap berupa balok, kolom, dinding dan juga termasuk segala unsur tambahan finishing, mesin- mesin serta peralatan- peralatan tetap yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung tersebut.

Tabel 3.1 Berat Sendiri Pada Struktur

Nama bahan bangunan dan komponen gedung	Berat sendiri
Bahan bangunan	
Baja	7850 kg/m ³
Beton	2200 kg/m ³
Beton bertulang	2400 kg/m ³
Komponen gedung	
Adukan per cm tebal dari semen	21 kg/m ²
Aspal, per cm tebal	14 kg/m ²
Dinding setengah bata	250 kg/m ²

Plafond	11 kg/m ²
Penggantung langit – langit	7 kg/m ²
Penutup lantai tanpa adukan per cm tebal	24 g/m ²

(Sumber : PPIUG 1983)

3.7.2 Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan gedung. beban hidup ini mencakup beban berat manusia, perabot partisi yang dapat dipindahkan, lemari, perlengkapan mekanis, dll.

Tabel 3.2 Beban Hidup Pada Lantai Gedung

No	Keterangan	Beban hidup (kg/m ²)
a.	Lantai dan tangga rumah tinggal	200
b.	Lantai dan tangga rumah tinggal sederhana dan gudang tidak penting yang bukan untuk toko, pabrik, atau bengkel.	125
c.	Lantai ruang olah raga, perpustakaan, ruang arsip pabrik , bengkel, gudang, took buku, took besi, dan ruang mesin	400

(Sumber : SNI 1723-2013)

3.7.3 Beban Angin

Beban angin ditentukan dengan menganggap adanya angin tekan dan angin hisap, yang bekerja tegak lurus pada bidang-bidang yang ditinjau. Spesifikasi tekanan tiup pada beban angin adalah sebagai berikut

1. Tekanan tiup harus diambil minimum 25 kg/m²
2. Tekanan tiup di laut dan di tepi laut sampai sejauh 5 km dari pantai lurus diambil minimum 40 kg/m²
3. Untuk daerah-daerah di dekat laut dan daerah-daerah lain tertentu, dimana terdapat kecepatan – kecepatan angin yang mungkin menghasilkan tekanan tiup yang lebih besar dari

pada yang ditentukan dalam poin 1 dan 2, maka tekanan tiup (P) harus dihitung dengan rumus

$$P = \frac{v^2}{16} kg/m^2$$

Dimana:

p = tekanan tiup angin (kg/m²)

v = kecepatan angin yang ditentukan oleh instansi yang berwenang (m/dt)

3.7.4 Beban Gempa

3.7.4.1 Perencanaan Kategori Desain Seismik

Gempa rencana ditetapkan mempunyai periode ulang 2500 tahun, agar probabilitas terjadinya terbatas pada 2% selama umur gedung 50 tahun. Dalam perencanaan kategori desain seismik dapat dilihat pada SNI gempa 1726-2012. Perencanaan ini diperlukan untuk mengetahui batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, sehingga dapat diketahui jenis-jenis sistem struktur apa dan setinggi apa sebuah bangunan dapat dilakukan perencanaan lebih lanjut. Diketahui data-data sebagai berikut :

Nama Gedung : Midtown Point Office Tower Jakarta

Jenis Gedung : Gedung Perkantoran

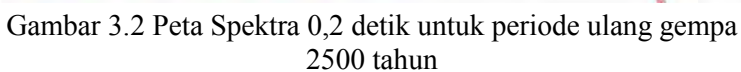
Maka dilakukan perencanaan kategori seismik desain dengan langkah-langkah sebagai berikut :

1. Menentukan Kategori Resiko Bangunan

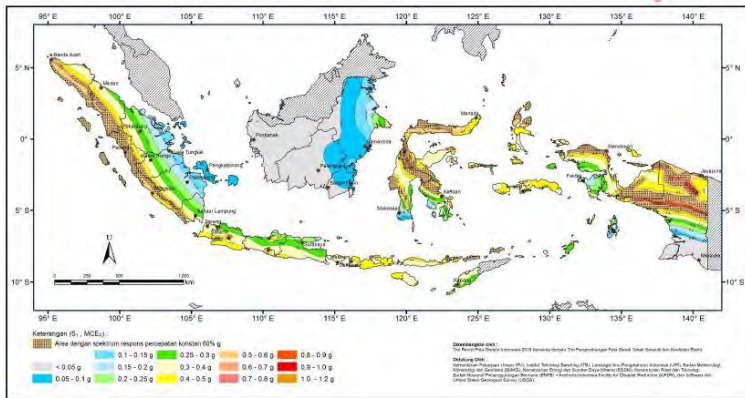
Kategori resiko bangunan dapat dilihat pada tabel 1 SNI 1726-2012 yang dapat dilihat pada tabel 3.3 berikut ini :

Kategori resiko bangunan berkaitan dengan fungsi dan jenis gedung yang tercantum pada tabel. Berdasarkan data tersebut didapat kategori resiko bangunan Midtown Point Office Jakarta Adalah Kategori Resiko II

Menentukan Ss (diperoleh dari peta gempa dengan periode ulang 2500 tahun dan $T = 0,2$ detik) dan S1 (diperoleh dari peta gempa dengan periode ulang 2500 tahun dan $T = 1$ detik)



(Sumber: SNI 1726-2012)



Gambar 3.3 Peta spektra 1 detik untuk periode ulang gempa 2500 tahun
(Sumber: SNI 1726-2012)

Berdasarkan gambar 3.2 dan 3.3 untuk Kota Jakarta didapatkan nilai sebagai berikut :

Ss : 0.5 – 0.6, Diambil nilai Ss : 0.55

S1 : 0.3 – 0.4, Diambil nilai S1 : 0.35

3. Menentukan Jenis Tanah

Sesuai pasal 5.3, jenis tanah dikelompokkan menjadi 6 bagian, dengan pembagiannya berdasarkan besaran percepatan rambat gelombang geser rata-rata (V_s), nilai hasil tes penetrasi standar rata-rata (N) dan kuat geser nilai rata-rata. Pembagian kelas situs dapat dilihat di tabel 3.4

Tabel 3.4 Klasifikasi situs

Kelas situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_s (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa			

(Sumber: SNI 1726-2012)

Berdasarkan kelas situs pada tabel 3.4, jenis tanah untuk nilai N_{spt} 5 hingga 45 adalah SE (Tanah Lunak). Maka pada perhitungan selanjutnya digunakan jenis klasifikasi tanah Lunak (SE)

4. Menentukan koefisien situs

Setelah jenis tanah ditentukan, dengan nilai S_s dan S_1 yang diperoleh dilangkah awal maka f_a dan f_v akan diperoleh melalui tabel

Tabel 3.5 Koefisien situs F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS^b				

(Sumber: SNI 1729-2012)

Tabel 3.6 Koefisien situs Fv

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS^b				

(Sumber: SNI 1729-2012)

Berdasarkan perhitungan sebelumnya pada nomor 1, telah diketahui nilai S_s sebesar 0,7 dan S_1 sebesar 0,3. Sehingga dapat dilakukan penentuan F_a dan F_v sesuai dengan tabel 3.5 dan 3.6. Jika nilai tidak terdapat pada tabel dilakukan perhitungan linear terhadap nilai yang ada. Sehingga didapatkan nilai sebagai berikut :

F_a : Hubungan Linear antara 1.4 – 1.2
 didapat nilai F_a : 1,7
 F_v : 2,6

5. Menghitung S_{MS} dan S_{M1}

S_{MS} dan S_{M1} (parameter spektrum respon percepatan pada periode pendek dan periode 1 detik) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1$$

Berdasarkan data perhitungan sebelumnya pada nomor 3. Dilakukan perhitungan dengan rumus 3,2 dan 3,3 sehingga koefisiennya menjadi :

$$S_{MS} = 1,7 \cdot 0,7 = 1,575$$

$$S_{M1} = 2,6 \cdot 0,3 = 0,91$$

6. Menghitung parameter percepatan desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan periode 1 detik S_{D1} harus ditentukan melalui persamaan berikut:

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS}$$

$$S_{D1} = 2/3 S_{M1}$$

Berdasarkan perhitungan sebelumnya pada nomor 4. Dilakukan perhitungan menggunakan rumus 3.4 dan 3.5 sehingga koefisiennya menjadi :

$$S_{DS} = 2/3 \cdot 1.575 = 1,05$$

$$S_{D1} = 2/3 \cdot 0,91 = 0,60$$

7. Spektrum respons desain

Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain S_a harus diambil dari persamaan :

$$S_a = SDS(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0})$$

- Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a sama dengan S_{DS}
- Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain S_a , diambil berdasarkan persamaan

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

- Sesuai pasal 4.1.2, menentukan kategori resiko struktur bangunan gedung atau non gedung. Pengaruh gempa rencana harus dikalikan dengan faktor keutamaan

8. Kategori desain gempa

Sesuai pasal 6.5, struktur harus memiliki suatu kategori desain seismik pasal ini

Tabel 3.7 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

(Sumber: SNI 1726-2012)

Tabel 3.8 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

(Sumber: SNI 1726-2012)

Berdasarkan perhitungan sebelumnya pada nomor 6. Dilakukan penentuan kategori desain seismik berdasarkan tabel 3.7 dan 3.8. sehingga diketahui data sebagai berikut :

Sds : 1,05 , (nilai $0,50 \leq Sds$)

Sd1 : 0,60 . (nilai $0,2 \leq Sd1$)

Maka kategori desain seismiknya adalah D

9. Pemilihan Sistem Struktur

Klasifikasi situs tanah dapat dilihat pada tabel 9 SNI 1726-2012 yang dapat dilihat pada tabel 3.5 berikut ini :

Tabel 3.9 Faktor Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2%	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2%	5%	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2%	5%	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2%	6	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2%	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2%	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7%	2%	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2%	6	TB	TB	TB	TB	TB
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2%	5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5%	3	5	TB	TB	TB	TB	TB
11. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3%	TB	TB	TI	TI	TI
12. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2%	5	TB	TB	TB	TB	TB
13. Dinding geser pelat baja khusus	8	2%	6%	TB	TB	TB	TB	TB

(Sumber : SNI 1726-2012)

Pada nomor lima tabel 3.9 dapat dilihat bahwa dengan kategori seismik D, penggunaan **sistem struktur rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris dapat dilakukan** pada gedung dengan **tidak ada pembatasan ketinggian**

10. Gaya geser dasar gempa dan beban lateral gempa

Sesuai pasal 7.8, gaya geser seismik V dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan dengan persamaan berikut :

$$V = C_s \cdot W$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik

W = berat struktur

Koefisien respons seismik, C_s harus ditentukan dengan persamaan berikut

$$C_s = \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Nilai C_s yang dihitung diatas tidak boleh melebihi:

$$C_s = \frac{SDS}{\left(T \times \frac{R}{I_e}\right)}$$

C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 \cdot SDS \cdot I_e \geq 1$$

Untuk struktur yang berlokasi di S1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = \frac{0,5 \cdot SD1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Keterangan:

C_{DS}	= parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek
C_{D1}	= parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda 1 detik
S_1	= parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan
T	= perioda struktur dasar (detik)
R	= faktor modifikasi respons
I_e	= faktor keutamaan hunian

Sesuai pasal 7.8.3 gaya gempa lateral yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx} \cdot V$$

$$C_{vx} = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i^k}$$

Keterangan:

C_{vx}	= faktor distribusi vertikal
V	= gaya lateral desain total
W_i dan w_x	= bagian berat seismik efektif total struktur yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat I atau x
h_i dan h_x	= perioda struktur dasar (detik)
R	= tinggi dari dasar sampai tingkat I atau x
K	= eksponen yang terkait dengan perioda struktur

Sesuai pasal 7.8.4 gaya tingkat deasin gempa di semua tingkat harus ditentukan dengan persamaan berikut

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

Keterangan:

F_i = bagian dari gaya geser dasar seismik yang timbul di tingkat i

3.7.5 Kombinasi Pembebanan

Struktur baja harus mampu memikul semua kombinasi pembebanan di bawah ini:

1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L + 0,5 (L_a \text{ atau } H)$
3. $1,2D + 1,6 (L_a \text{ atau } H) + (\gamma_L L \text{ atau } 0,8W)$
4. $1,2D + 1,3W + \gamma_L L + 0,5$
5. $1,2D \pm 1E + \gamma_L L$
6. $0,9D \pm (1,3W \text{ atau } 1E)$

Dimana:

- D = Beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanen
- L = Beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung
- L_a = Beban hidup di atap yang ditimbulkan selama perawatan oleh pekerja, perawatan dan material, atau selama penggunaan biasa oleh orang dan benda bergerak
- H = Beban hujan, tidak termasuk yang diakibatkan genangan air
- W = Beban angin
- E = Beban gempa

3.8 Analisis dan Permodelan Struktur

Melakukan permodelan struktur menggunakan program ETABS yang direncanakan sebagai struktur ruang 3 dimensi untuk mendapatkan reaksi dan gaya dalam yang terdapat pada struktur rangka utama

3.9 Konntrol Perencanaan Struktur

3.9.1 Perencanaan Balok

Sebuah balok yang memikul beban lentur murni terfaktor Mu harus direncanakan sedemikian rupa sehingga selalu terpenuhi hubungan:

$$Mu \leq \phi Mn \quad (3.24)$$

Dimana:

Mu = momen lentur terfaktor

ϕ = faktor reduksi = 0,9

Mn = kuat nominal dari momen lentur penampang

Pada perencanaan elemen balok harus dilakukan pengecekan terhadap hal- hal sebagai berikut:

a. Cek terhadap kelangsingan penampang

sayap (*flange*):

- Penampang kompak

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \leq \lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}}$$

- Penampang tidak kompak

$$\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$$

$$\lambda_r = \frac{370}{\sqrt{fy - fr}}$$

badan (*web*):

- Penampang kompak

$$\lambda = \frac{h - 2(tf + r)}{tw} \leq \lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{fy}}$$

- Penampang tidak kompak

$$\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$$

$$\lambda_r = \frac{2550}{\sqrt{fy - fr}}$$

Jika $\lambda > \lambda_r$, maka penampang termasuk penampang langsing, dimana:

λ = faktor kelangsingan penampang

C = batas kelangsingan untuk penampang kompak

h = tinggi penampang
 bf = lebar sayap
 tw = tebal badan
 tf = tebal sayap
 f_y = tegangan leleh baja
 r = jari-jari kelengkungan
 λ_r = batas kelangsingan untuk penampang non kompak
 f_r = tegangan residu, untuk penampang buatan pabrik 70 Mpa dan jika penampang buatan dilas 115 Mpa

b. Cek terhadap kapasitas lentur penampang

- Penampang kompak

$$M_n = M_p$$

$$M_p = 1,12 \cdot S_x \cdot f_y$$

- Penampang tidak kompak

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{\lambda_r - \lambda}{\lambda_r - \lambda_r} \right)$$

$$M_p = 1,12 \cdot S_x \cdot f_y$$

- Untuk Penampang langsing

$$M_n = M_r \left(\frac{\lambda_r}{\lambda} \right)^2$$

Secara umum harus dipenuhi persamaan:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Keterangan:

M_n = momen nominal

M_r = momen batas tekuk

c. Cek terhadap tekuk torsi lateral

- Bentang pendek

Syarat bentang pendek: $L_b < L_p$

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Kapasitas lentur: $M_n = M_p$

- Bentang menengah

Syarat bentang menengah: $L_p \leq L_b \leq L_r$

$$L_r = \frac{x_1 r_y}{f_y - f_r} \sqrt{1 + \sqrt{1 + x_2 (f_y - f_r)^2}}$$

$$x_1 = \frac{\pi}{s_x} \sqrt{\frac{G.J.E.A}{2}}$$

$$x_2 = \frac{4 \cdot C_w}{I_y} \left(\frac{s_x}{G.J} \right)^2$$

$$C_w = \frac{1}{24} \cdot t_f \cdot b^3 \cdot (h - 2t_f)^2$$

Kapasitas lentur:

$$M_n = C_b \cdot \left[M_p - (M_p - M_r) \cdot \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right] \leq M_p$$

$$C_b = \frac{12,5 \cdot M_{maks}}{2,5 \cdot M_{maks} + 3 \cdot M_a + 4 \cdot M_b + 3 \cdot M_c} \leq M_p$$

Keterangan:

C_b = koefisien pengali momen tekuk lateral

M_{maks} = harga absolute momen max pada segmen tanpa pengaku lateral pada sebuah balok (L_b).

L_b = panjang bentang antara dua pengaku lateral

L_p = panjang bentang maksimum untuk balok yang dapat menerima beban plastis

L_r = panjang bentang minimum balok yang kekuatannya mulai ditentukan oleh momen kritis tekuk torsi lateral

M_A = momen pada $\frac{1}{4}$ bentang L_b

M_B = momen pada $\frac{1}{2}$ bentang L_b

M_C = momen pada $\frac{3}{4}$ bentang L_b

E = Modulus elastisitas baja

r_y = jari-jari girasi terhadap sumbu y (sumbu lemah)

G = Modulus geser baja

J = konstanta punter torsi

x_1, x_2 = koefisien perhitungan momen tekuk torsi lateral

C_w = konstanta warping penampang

- Bentang panjang

Syarat bentang panjang: $L_b > L_r$

Kapasitas lentur: $M_n = M_{cr} \leq M_p$

$$M_{cr} = C_b \cdot \frac{\pi}{L_b} \cdot \sqrt{G \cdot J \cdot E \cdot I_y} \cdot \sqrt{1 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{G \cdot J \cdot L_b^2}}$$

Keterangan:

M_{cr} = momen kritis terhadap tekuk lateral

d. Cek nominal geser

Kuat geser balok tergantung perbandingan antara tinggi bersih pelat badan (h) dengan tebal pelat badan (t_w)

- Pelat badan leleh (Plastis)

$$1,1 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}}$$

Sehingga,

$$V_n = 0,69 \cdot f_y \cdot A_w$$

- Pelat badan menekuk inelastic (*Inelastic Buckling*)

$$1,1 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}}$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

Sehingga,

$$V_n = 0,9 \frac{k_n E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2}$$

Kontrol kuat geser rencana:

$$V_u \leq \phi V_n \rightarrow \phi = 0,9$$

Keterangan:

V_n = kapasitas nominal geser penampang

V_u = kapasitas geser perlu

A_w = luas pelat badan ($A_w = d \cdot t_w$)

a = jarak pengaku vertikal plat badan

h = tinggi penampang

e. Kontrol kuat tarik

- Kuat leleh

$$P_n \leq f_y A_g$$

$$P_u \leq \phi P_n, \text{ dimana } \phi = 0,9$$

- Kuat Putus

$$P_n \leq f_u A_g$$

$$P_u \leq \phi P_n, \text{ dimana } \phi = 0,7$$

3.9.2 Perencanaan Balok Komposit

a. Kekuatan Lentur Balok Komposit dengan Penghubung Geser

Penghubung geser (*shear connector*) berfungsi untuk menahan gaya geser horizontal yang timbul ketika beban menerima lentur, sehingga pelat beton dan baja dapat bekerja bersama-sama. Penghubung geser dibagi menjadi dua jenis, yaitu :

1. Kuat Lentur Positif (SNI 1729-2015 pasal I3.1b)

Kuat lentur positif rencana $\phi_b M_n$, ditentukan sebagai berikut :

- untuk penampang berbadan kompak ($\frac{h}{t_w} \leq \frac{1.680}{\sqrt{f_{yf}}}$)
dengan $\phi_b = 0,85$ dan M_n dihitung berdasarkan distribusi tegangan plastis pada penampang komposit.
- untuk penampang berbadan tidak kompak ($\frac{h}{t_w} > \frac{1.680}{\sqrt{f_{yf}}}$)
dengan $\phi_b = 0,90$ dan M_n ditentukan berdasarkan superposisi tegangan-tegangan elastis yang memperhitungkan pengaruh tumpuan sementara (perancah).

2. Kuat Lentur Negatif (SNI 1729-2015 pasal I3.2b)

- Kekuatan Lentur negatif dihitung dengan mengabaikan aksi komposit. Jadi kekuatan lentur negatif penampang komposit = kekuatan lentur negatif penampang baja saja. ($\phi_b = 0,90$)
- Sebagai alternatif, untuk balok dengan penampang kompak dan tidak langsing, kekuatan lentur negatif dapat dihitung dengan menggunakan distribusi tegangan plastis dengan ikut mempertimbangkan pengaruh tulangan baja di sepanjang lebar efektif pelat beton. ($\phi_b = 0,85$)

b. Kekuatan Struktur Selama Pelaksanaan

Untuk struktur tanpa perancah, penampang baja harus memiliki kekuatan yang cukup untuk memikul semua pembebanan yang ada selama pelaksanaan yang sesuai dengan SNI 1729-2015 pasal I3.1b.

c. Kuat Geser Rencana

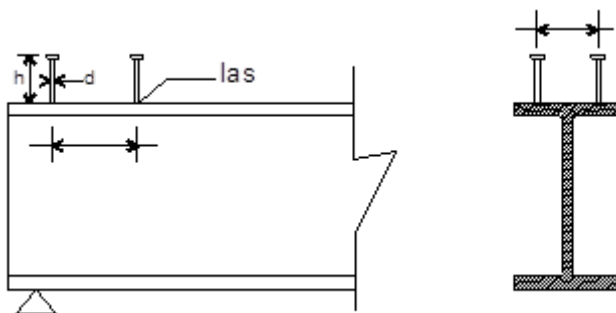
Kuat geser rencana ditentukan berdasarkan kuat geser badan penampang baja sesuai dengan ketentuan SNI 1729-2015 pasal I4.2. Kuat geser rencana ($=\phi_s V_n$) ditentukan berdasarkan kuat geser badan penampang baja saja. ($\phi_s = 0,90$). Perhitungan lebih lanjut sudah dijelaskan pada 3.3.7.1 bagian d

d. Kekuatan Penghubung Geser (*shear connector*)

Penghubung geser (*shear connector*) berfungsi untuk menahan gaya geser horizontal yang timbul ketika beban menerima lentur, sehingga pelat beton dan baja dapat bekerja bersama-sama. Penghubung geser dibagi menjadi dua jenis, yaitu :

1. Kekuatan *shear connector stud* (SNI 1729-2015 pasal I3.2d.c.)

$$Q_n = 0,5 A_{sc} \left(\sqrt{f_c'} E_c \right) r_s \leq A_{sc} \cdot f_u$$

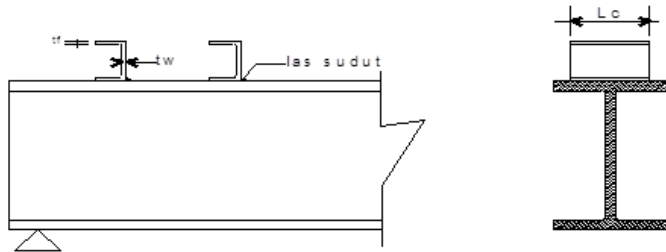


Gambar 3.4 Shear Connector Stud

- $r_s = 1,00$ untuk pelat beton biasa
 $r_s \leq 1,00$ untuk deck baja gelombang (lihat halaman 18)
 $A_{sc} = \text{luas penampang Shear-Connector.} = \frac{\pi}{4} . d^2$
 $E_c = \text{Modulus elastisitas beton}$

2. Kekuatan *shear connector* baja kanal

$$Q_n = 0,3 (t_f + 0,5 t_w) L_c \sqrt{f_c' E_c}$$



Gambar 3.5 Shear Connector Baja Kanal

Jumlah *shear connector* yang dibutuhkan disepanjang daerah tertentu :

$$n = \frac{V_n}{Q_n}$$

Dimana :

V_n = gaya geser horizontal total pada bidang kontak antara balok dan pelat beton yang harus ditransfer shear connector

3.9.3 Perencanaan Kolom Komposit

Kolom merupakan elemen struktur yang menerima gaya tekan. Kolom menahan beban aksial melalui titik centroid. Komponen struktur yang mengalami gaya tekan konsentris akibat beban terfaktor. Dalam perencanaan kolom, digunakan kolom komposit jenis *Concrete Filled Steel Tube* (CFT) yang menerima gaya kombinasi normal dan lentur.

a. Kriteria Untuk Kolom Komposit Bagi Struktur Tekan

- Kontrol luas penampang minimum profil baja,

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% \geq 4\%$$

- Kontrol tebal minimum penampang baja berongga yang diisi beton,

$$t \geq b \times \sqrt{\frac{f_y}{3e}}$$

b. Kuat Nominal Tekan Kolom Komposit CFT

Batasan rasio lebar terhadap ketebalan untuk elemen baja tekan harus ditentukan sesuai dengan jenis profil nya yaitu:

$$\lambda = \frac{bf}{2tf}$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 3 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 5 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Untuk komponen struktur komposit yang terisi beton

- Untuk penampang kompak

$$P_{no} = P_p$$

Dengan,

$$P_p = f_y A_s + C_2 f'_c (A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c})$$

- Untuk penampang non kompak

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2$$

Dengan,

$$P_y = f_y A_s + 0,7 f'_c (A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c})$$

- Untuk penampang langsing

$$P_{no} = f_{cr} A_s + 0,7 f'_c (A_c + A_r \frac{E_s}{E_c})$$

Penampang persegi diisi beton

$$f_{cr} = \frac{9 E_s}{(\frac{b}{t})^2}$$

- c. Amplifikasi momen

Kekuatan lentur orde pertama yang diperlukan, M_r , dan ketentuan aksial P_r , dari semua komponen struktur harus ditentukan sebagai berikut

$$M_r = B_1 M_{ni} + B_2 M_i$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_t$$

Keterangan rumus:

- B_1 = Pengali untuk menghilangkan efek P- δ , ditentukan untuk setiap komponen struktur yang menahan tekan dan lentur.
 B_2 = Pengali untuk menghilangkan efek P- δ , ditentukan untuk setiap tingkat dari struktur

- M_1 = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK
 M_{nt} = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK
 M_r = Momen lentur orde kedua yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK
 P_{1t} = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK
 P_{nt} = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK
 P_r = Kekuatan aksial orde kedua yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK

- Pengali B1 untuk efek $P-\delta$

$$B1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1$$

Dengan,

$A = 1$ (DFBK)

C_m = Koefisien dengan asumsi tanpa translasi lateral dari portal yang ditentukan dengan formula:

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

Dengan M_1 dan M_2 dihitung dari analisis orde pertama, adalah momen terkecil dan terbesar pada ujung-ujung bagian komponen

P_{e1} = Kekuatan tekuk kritis elastis komponen struktur dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi tanpa translasi pada ujung-ujung komponen struktur

$$P_{el} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2}$$

Keterangan;

- EI = kekakuan lentur yang diperlukan yang harus digunakan dalam analisis ($0,8\tau cEI$) bila digunakan dalam metode analisis langsung dengan τc adalah seperti ditetapkan pada bab C SNI 1729-2015 untuk panjang efektif dan metode analisis orde pertama
- E = Modulus elastisitas baja = 200000 Mpa
- I = Momen inersia bidang lentur, mm⁴
- L = Panjang komponen struktur, mm
- K₁ = Faktor panjang efektif dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi translasi lateral pada ujung- ujung komponen struktur

- Pengali B2 untuk efek P- δ

$$B2 = \frac{1}{(1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}})}$$

Dengan,

A = 1 (DFBK)

P_{story} = beban vertikal total didukung oleh tingkat menggunakan kombinasi beban DFBK yang sesuai, termasuk beban-beban dalam kolom-kolom yang bukan merupakan bagian dari sistem penahan gaya lateral.

P_{e story} = Kekuatan tekuk kritis elastis untuk tingkat pada arah translasi yang diperhitungkan, ditentukan dengan analisis tekuk sidesway, atau dengan rumusan:

$$P_{e story} = RM \frac{HL}{\Delta_H}$$

Dengan,

$$R_m = 1 - 0,15 \left(\frac{P_{mf}}{P_{story}} \right)$$

L = Tinggi tingkat, mm

P_{mf} = Beban vertikal total pada kolom dalam tingkat yang merupakan bagian dari portal momen

ΔH = Simpangan tingkat dalam orde pertama

H = Geser tingkat, dalam arah translasi harus diperhitungkan, dihasilkan oleh gaya-gaya lateral yang digunakan untuk menghitung

d. Momen Nominal

Momen nominal pada kolom yang diperhitungkan sama dengan balok dengan dua arah sumbu penampang yaitu x dan y

$$M_u \leq \phi M_n$$

Keterangan:

M_u = Momen lentur terfaktor

ϕ = Faktor tahanan = 0,9

M_n = Kuat nominal dari momen lentur penampang

Untuk profil HSS yang diisi dengan beton dengan ketebalan profil baja di semua sisi

$$\lambda = \frac{bf}{2tf}$$

$$\lambda_p = 1,12 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 1,40 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Untuk komponen struktur berpenampang kotak/persegi

- Untuk penampang kompak

$$M_n = M_p = f_y \cdot Z$$

- Untuk penampang nonkompak

$$M_n = M_p - (M_p - f_y S) \left[3,57 \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 4 \right] \leq M_u$$

- Untuk penampang langsing

$$M_n = f_y S_e$$

Dimana,

S_e = Modulus penampang efektif yang ditentukan dengan lebar efektif b_e , dari sayap yang diambil sebesar:

$$b_e = 1.92 \cdot t_f \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(1 - \frac{0,38}{\frac{b}{t_f}} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) \leq b$$

- e. Persamaan interaksi aksial momen

Interaksi beban aksial tekan dan lentur pada bidang simetris komponen struktur komposit ditentukan menurut

- Untuk

$$\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0,2$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b \cdot M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b \cdot M_{cy}} \right) \leq 1$$

- Untuk

$$\frac{Pu}{\phi P_n} \leq 0,2$$

$$\frac{Pu}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b \cdot M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b \cdot M_{cy}} \right) \leq 1$$

Keterangan :

P_r = kekuatan aksial perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, N

P_c = $\phi_c P_n$ = Kekuatan aksial desain, N

M_r = kekuatan momen perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, Nmm

M_c = $\phi_c M_n$ = Kekuatan lentur desain, Nmm

ϕ_c = faktor ketahanan untuk tekan = 0,9

ϕ_b = faktor ketahanan untuk lentur = 0,9

3.9.4 Perencanaan Link

a. Kuat Elemen Link Beam

Kekuatan (geser dan lentur) batas pada elemen link ditentukan dengan persamaan berikut:

$$M_p = Z_x \cdot f_y$$

$$V_p = 0,6 f_y (h - 2t_f) t_w$$

Keterangan:

M_p = Momen plastis penampang

Z_x = Modulus plastis penampang

f_y = Tegangan leleh penampang

V_p = Gaya geser plastis penampang

h = Tinggi penampang

t_f = Tebal *flens*

t_w = Tebal *web*

Kuat geser rencana link, ϕV_n harus lebih besar daripada V_u dengan:

V_n = Kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil diantara

V_p atau $2M_p/e$

ϕ_v = Faktor reduksi geser 0,9

e = Panjang *link*

Sehingga Nilainya menjadi

$$\phi_v V_n = 0,6 \phi f_y (h - 2t_f) t_w$$

$$M_n = M_p$$

$$\phi M_n = M_u$$

$$\phi V_n = V_u$$

Keterangan:

M_n = Momen lentur rencana link

M_u = Momen lentur perlu

ϕ = faktor reduksi lentur 0,9

b. Panjang Elemen Link

Ketentuan mengenai panjang link (e) adalah sebagai berikut:

- *Link geser (short links)* :

$$e \leq \frac{1,6M_p}{V_p}$$

- *Link medium (intermediate links)*:

$$\frac{1,6M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{2,6M_p}{V_p}$$

- *Link lentur (long links)*:

$$e \geq \frac{2,6M_p}{V_p}$$

c. Sudut Rotasi Link Beam

Sudut rotasi link beam seharusnya tidak melebihi nilai berikut:

- 0,08 radian untuk panjang *link* $e \leq 1,6M_p/V_p$
- 0,02 radian untuk panjang *link* $e \geq 2,6M_p/V_p$
- Interpolasi linier antara 0,08-0,02 radian jika panjang *link* $1,6M_p/V_p \leq e \leq 2,6M_p/V_p$

d. Balok dan Bresing Diluar *Link*

Kuat kombinasi-aksial-dan-lentur perlu batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari link sebesar $1,25.R_y.V_n$, dengan V_n ditentukan sesuai dengan SNI 03-1729-2002 Butir 15.13.2. Kuat rencana batang bresing, seperti ditentukan pada Butir 11, harus lebih besar daripada kuat perlu yang disebutkan di atas.

Balok di luar *link* harus direncanakan memenuhi ketentuan sebagai berikut :

1. Kuat perlu balok yang terletak di luar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan oleh paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar $R_y V_n$, dengan V_n ditentukan sesuai dengan SNI 03-1729-2002 Butir 15.13.2. Kuat rencana balok di luar *link* ini dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan Butir 8 dan mengalikannya dengan faktor R_y ;
2. Bila diperlukan, balok di luar *link* harus direncanakan menggunakan pengekang lateral untuk menjaga kestabilan balok. Pengekang lateral harus direncanakan pada kedua pelat sayap balok (atas dan bawah), dan masing-masing pengekang lateral harus mempunyai kuat perlu sebesar paling sedikit 2% dari kuat nominal pelat sayap balok sebesar $f_y b_y t_f$.

Pada sambungan antara batang bresing dan balok diujung *link*, pertemuan as batang bresing dan as balok harus terletak di ujung *link* atau di dalam *link*. Kuat perlu sambungan batang

bresing-ke-balok, pada ujung *link* dari batang bresing, harus ditentukan lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing seperti yang ditentukan pada SNI 03-1729-2002 Butir 15.13.6.1. Tidak ada bagian dari sambungan ini yang boleh melampaui panjang *link*. Apabila batang bresing memikul sebagian momen ujung *link* maka sambungan harus direncanakan sebagai sambungan kaku.

3.9.5 Perencanaan Sambungan

Melakukan perencanaan terhadap sambungan. Dalam perencanaan sambungan harus disesuaikan dengan bentuk struktur agar perilaku yang timbul tidak menimbulkan pengaruh yang buruk terhadap bagian struktur lain yang direncanakan. Perencanaan sambungan dalam Tugas Akhir ini berdasarkan SNI 1729-2015 BAB J :

- Sambungan baut

Kuat geser:

$$V_d = \phi_f \cdot V_n = \phi_f \cdot r_1 \cdot f_u^b \cdot A_b$$

Kuat tumpu:

$$R_d = \phi_f \cdot V_n = 2,4 \phi_f \cdot d_b \cdot t_r \cdot f_u$$

“Dari nilai V_d dan R_d dipilih nilai terkeci”

Jumlah baut (n):

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n}$$

Dimana:

ϕ_f = Faktor reduksi kekuatan fraktur (0,85)

r_1 = 0,5 untuk baut tanpa ulir pada bidang geser

= 0,4 untuk baut ada ulir pada bidang geser

f_u^b = Tegangan tarik putus baut

A_b = Luas bruto penampang baut

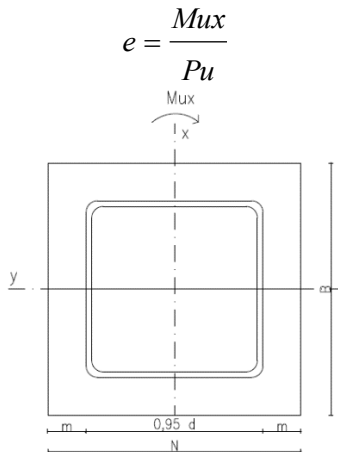
f_u = Tegangan tarik putus yang terendah dari baut dan pelat

t_p = Tebal tertipis pelat

- Kontrol jarak baut
 Jarak tepi minimum = 1,5 db
 Jarak tepi maksimum = (4tp + 100 mm) atau 200 mm
 Jarak minimum antar baut = 3 db
 Jarak maksimum antar baut = 15 tp atau 200 mm
- Kontrol kekuatan pelat:
 $\phi P_n = 0,75 \times 0,6 \times A_n v$
 $\phi P_n > V_n$

3.9.6 Perencanaan Base Plate

Perencanaan base plate dapat dihitung dengan menggunakan



Gambar 3.6 Penampang Base plate

- Akibat beban P_u

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \cdot N}$$

- Akibat beban M_{ux}

$$f_{pb} = \frac{6.M_{ux}}{B.N^2}$$

- Tekanan maksimal

$$f_{p(max)} = f_{pa} + f_{pb}$$

- Menentukan M_{upl}

$$m = \frac{(N - 0,95 \times D)}{2}$$

$$M_{upl} = \left(f_{p(max)} - 2 \times f_{pb} \times \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 \times f_{pb} \times \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{3} \right)$$

- Menentukan tebal baseplate

$$t = \sqrt{\frac{4.M_{upl}}{\phi.f_y}}$$

3.10 Perencanaan Pondasi

3.10.1 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Untuk kasus daya dukung group pondasi, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut dengan koefisien efisiensi C_e .

$$Q_{L (group)} = Q_{L (1 \text{ tiang})} \times n \times C_e$$

Dimana :

n = jumlah tiang dalam grup

C_e = koefisien efisiensi

$Q_{L (group)}$ = daya dukung tiang pancang kelompok

$Q_{L (1 \text{ tiang})}$ = daya dukung 1 tiang pancang

Untuk menghitung koefisien efisiensi C_e , digunakan cara *Sleer Keeney Formula* :

$$\eta = \left(1 - \frac{36 \times S}{(75 \times S^2 - 7)} \times \left(\frac{m + n - 2}{m + n - 1} \right) \right) + \frac{0,3}{m + n}$$

dimana :

S = jarak as ke as antar tiang dalam group

m = jumlah baris tiang dalam group

n = jumlah kolom tiang dalam group

Bila di atas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekivalen (P_v) yang bekerja pada sebuah tiang adalah:

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y}{\sum x^2} \frac{x_{\max}}{2} \pm \frac{M_x}{\sum y^2} \frac{y_{\max}}{2}$$

dimana :

P_v =Beban vertical ekivalen

V =Beban vertical dari kolom

n =Banyaknya tiang dalam group

M_x =Momen terhadap sumbu x

M_y =Momen terhadap sumbu y

x_{\max} =Absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

y_{\max} =Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

$\sum x^2$ =Jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group

$\sum y^2$ = Jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group

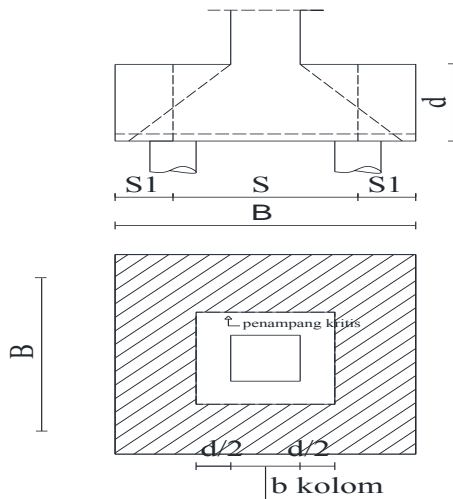
3.10.2 Perencanaan Tebal Poer

Untuk merencanakan tebal poer harus memenuhi syarat yaitu kuat geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons, dimana nilai V_c diambil dari persamaan :

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$



Gambar 3.7 Penampang Kritis Pada Pondasi

dimana :

βc = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

b_o = keliling dari penampang kritis

Untuk memenuhi syarat akan kebutuhan tebal poer dapat dirumuskan sebagai berikut

$$\phi V_c > V_u$$

dimana :

$$\phi = 0,75$$

V_c = Kuat geser pons beton

V_u = Gaya geser akibat kolom

3.11 Gambar Teknik

Hasil dari analisa struktur diatas divisualisasikan dalam gambar teknik. Dalam penggambaran ini menggunakan program AutoCAD 2017.

BAB IV PEMBAHASAN

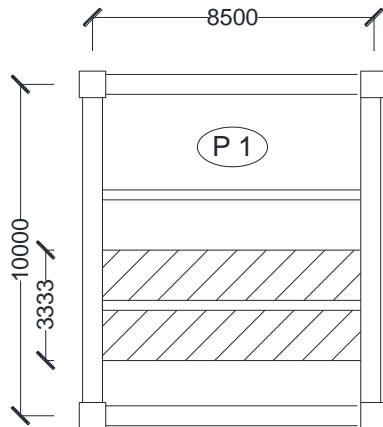
4.1 Perencanaan Struktur Seunder

4.1.1 Perencanaan Dimensi Pelat Lantai Gedung

Perencanaan pelat lantai pada gedung ini menggunakan bantuan tabel perencanaan praktis dari PT SUPER STEEL INDAH. Spesifikasi yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Berat berguna yang digunakan adalah jumlah beban hidup dan beban-beban finishing lainnya
- Beton menggunakan mutu K-300 kg/cm^2
- Bondex menggunakan tebal 0,75 mm
- Tulangan Menggunakan Wiremesh dari Union Wire Mesh
- Mutu baja tulangan 400 Mpa

4.1.1.1 Pelat lantai atap



Gambar 4.1 Pelat Lantai Atap

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai atap ini menggunakan SNI 1727-2013.

- Beban Mati :
 - Berat aspal 2 cm 2×22 $= 44 \text{ kg/m}^2$
 - Berat plafon + penggantung $11 + 7$ $= 18 \text{ kg/m}^2$
 - Berat ducting dan plumbing $= 10 \text{ kg/m}^2$
 - $\underline{\hspace{10em}} = 72 \text{ kg/m}^2$
 - q_D
- Beban Hidup :
 - Lantai atap $q_L = 100 \text{ kg/m}^2$
 - Beban Berguna :
 - $Q_u = q_D + q_L = 72 + 100 = 172 \text{ kg/m}^2 \approx 200 \text{ kg/m}^2$
- Data-data perencanaan pelat bondex
 - bentang $= 3,33 \text{ m} \approx 3,5 \text{ m}$
 - beban berguna $= 200 \text{ kg/m}^2$
 - berdasarkan brosur dapat diketahui berdasarkan data diatas maka bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 12 cm, dan tulangan negatif $2,9 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Menentukan Tulangan Negatif

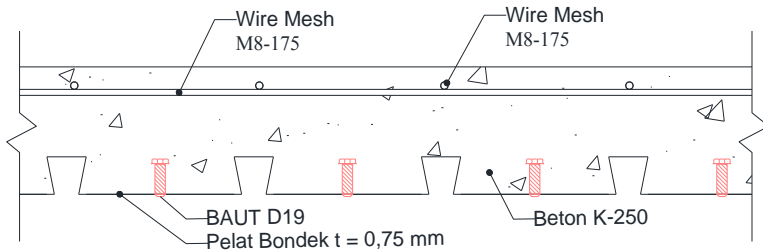
Digunakan tulangan wire mesh M8 ($A_s = 0,503 \text{ cm}^2$)

Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap meter adalah :

$$n = \frac{A_{s \text{ min}}}{A_s} = \frac{2,9}{0,503} = 5,7 \approx 6 \text{ buah}$$

Jarak antar tulangan $s = \frac{1000}{6} = 175 \text{ mm}$

Jadi dipasang tulangan negatif M8 – 175

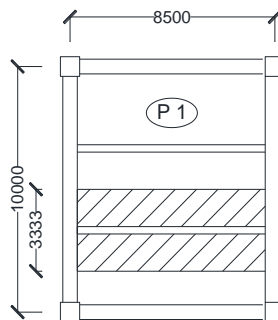


Gambar 4.2 Penulangan Pelat Atap

Tabel 4.1 Penulangan pelat atap beda bentang

Tipe	Bentang (m)	Jumlah Tulangan (n)	Jarak (mm)	Tebal (mm)
1	3.333	6	175	12
2	2.583333	5	200	12
3	3.85	8	125	12

4.1.1.2 Pelat lantai apartemen



Gambar 4.3 Pelat Lantai Apartemen

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai ruangan apartemen ini menggunakan SNI 1727-2013.

- Beban Mati :
 - Berat spesi 2 cm $0,02 \times 2200$ $= 44 \text{ kg/m}^2$
 - Berat keramik 1 cm 1×24 $= 24 \text{ kg/m}^2$
 - Berat plafon + penggantung $11 + 7$ $= 18 \text{ kg/m}^2$
 - Berat *ducting* dan *plumbing* $= 10 \text{ kg/m}^2$ +
 - $q_D = 96 \text{ kg/m}^2$
- Beban Hidup :
 - Lantai apartemen $q_L = 250 \text{ kg/m}^2$
 Beban Berguna :
 - $Q_u = q_D + q_L = 96 + 250 = 346 \text{ kg/m}^2 \approx 400 \text{ kg/m}^2$
- Data-data perencanaan pelat bondek
 - Bentang = 3,3 m
 - Beban berguna = 400 kg/m^2
 - berdasarkan brosur dapat diketahui berdasarkan data diatas maka Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 11 cm, dan tulangan negatif $4,09 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Tulangan Negatif

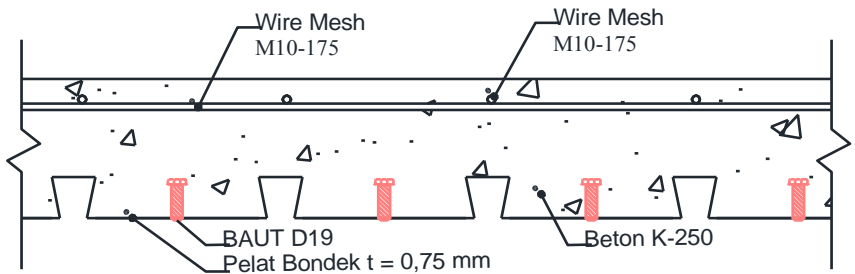
Digunakan tulangan wire mesh M10 ($A_s = 0,785 \text{ cm}^2$)

Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap meter adalah :

$$n = \frac{A_{s \text{ min}}}{A_s} = \frac{4,09}{0,785} = 5,2 \approx 6 \text{ buah}$$

Jarak antar tulangan $s = \frac{1000}{6} = 175 \text{ mm}$

Jadi dipasang tulangan negatif M10 – 175



Gambar 4.4 Penulangan Lantai Apartemen

Tabel 4.2 Penulangan pelat lantai beda bentang

Tipe	Bentang (m)	Jumlah Tulangan (n)	Jarak (mm)	Tebal (mm)
1	3.333	6	175	12
2	2.583333	5	200	12
3	3.85	7	125	12

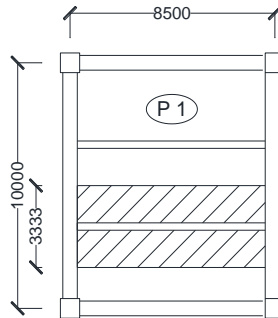
4.1.2 Perencanaan Balok Anak

Fungsi dari balok anak adalah meneruskan serta membagi beban yang dipikul pelat lantai ke balok induk. Balok anak didesain sebagai struktur sekunder sehingga dalam perhitungan tidak menerima beban lateral yang diakibatkan oleh gempa.

4.1.2.1 Balok anak lantai atap

Direncanakan balok anak lantai menggunakan balok komposit beton-baja dengan profil WF 400 x 200 x 8 x 13 (Bj 41)

$W = 66 \text{ kg/m}$	$d = 400 \text{ mm}$	$h = 342 \text{ mm}$
$A = 84,12 \text{ cm}^2$	$Z_x = 1286 \text{ cm}^3$	$r = 16 \text{ mm}$
$t_w = 8 \text{ mm}$	$i_y = 4,54 \text{ cm}$	$I_y = 1740 \text{ cm}^4$
$t_f = 13 \text{ mm}$	$i_x = 16,8 \text{ cm}$	$Z_y = 266 \text{ cm}^3$
$bf = 200 \text{ mm}$	$I_x = 23700 \text{ cm}^4$	$S_x = 1190 \text{ cm}^3$



Gambar 4.5 Denah Balok Anak Lantai Atap

a. Pembebanan pada balok anak lantai atap

- Beban mati

Berat pelat bondek	=	10,1 kg/m ²
Berat aspal spesi 2 cm (0,02 x 2200)	=	44 kg/m ²
Berat beton 1,2 x 2400	=	288 kg/m ²
Berat plafon + penggantung 11 + 7	=	18 kg/m ²
Berat ducting dan plumbing	=	10 kg/m ²
	=	<u>370,1 kg/m²</u>

Berat perhitungan pelat lantai

$$370,1 \text{ kg/m}^2 \times 3,3 \text{ m} = 1233,67 \text{ kg/m}$$

Berat profil

$$= \frac{66}{\text{kg/m}}$$

$$q_D = 1299,67 \text{ kg/m}$$

- Beban hidup (SNI 1727-2013)

$$q_L = 3,3 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 333,33 \text{ kg/m}$$

- Beban berfaktor :

$$q_U = 1,2 \cdot q_D + 1,6 \cdot q_L$$

$$= 1,2 \cdot 1299,67 + 1,6 \cdot 333,33 = 2092,93 \text{ kg/m}$$

b. Gaya dalam pada balok anak lantai apartemen

- Momen yang terjadi

$$M_U = \frac{1}{8} \cdot q_U \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 2092,93 \cdot 8,5^2$$

$$= 18901,80 \text{ kgm}$$

- Gaya geser yang terjadi

$$V_U = \frac{1}{2} \cdot q_U \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 2092,93 \cdot 8,5$$

$$= 8894,97 \text{ kg}$$

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

• Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2(14)} = 7,692$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,752$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 7,692 < 10,752 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{342}{9} = 42,75$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,25$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 42,75 < 106,25 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 1286$$

$$= 3215000 \text{ kg.cm} = 32150 \text{ kg.m}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \cdot 32150$$

$$= 28935 \text{ kg.m} > 11824,14 \text{ kg.m (ok)}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral
 Panjang $L_b = 100 \text{ cm}$ (Jarak Antar *Shear Connector*)
 $L_p = 226.003 \text{ cm}$ (Dari tabel profil)
 $L_r = 658.357 \text{ cm}$ (Dari tabel profil)
 $L_b < L_p = (\text{bentang pendek})$
 Dimana $M_n = M_p$

- Kapasitas Momen Penampang

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \cdot F_y = 1286 \cdot 2500 \\ &= 32150 \text{ kg.m} \\ M_n &= M_p = 32150 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &\geq M_u \\ \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \cdot 32150 \\ &= 28935 \text{ kg.m} > 11824,14 \text{ kg.m (ok)} \end{aligned}$$

- d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{342}{9} = 42,75$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2.10^5}{250}} = 69,57$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 42,75 < 69,57 \text{ (} C_v = 1 \text{)}$$

$$\begin{aligned} \text{maka, } V_n &= 0,6 f_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times (34,2 \cdot 1,3) \times 1 = 66690 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \phi V_n &\geq V_u \\ \phi V_n &= 0,9 \cdot 66690 \text{ kg} \\ &= 60021 \text{ kg} > 8894,97 \text{ kg (ok)} \end{aligned}$$

- a. Kontrol lendutan

$$L = 850 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{850}{360} = 2,3611 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 f^0 &= \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) L^4}{E I_x} \\
 &= \frac{5}{384} \times \frac{(12,99 + 3,33) \times 850^4}{2000000 \times 23700} \\
 &= 2,341 \text{ cm} \\
 f^0 &< f_{ijin} \rightarrow 2,341 \text{ cm} < 2,361 \text{ cm (ok)}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.3 Profil Baja pada Balok Anak Atap

Tipe Balok	pajang bentang	Lebar efektif	Jenis Baja	Profil Baja yang Digunakan								Stud
	(m)	(m)		WF	400	x	200	x	8	x	13	
1	8.5	3.33	BJ 41	WF	400	x	200	x	8	x	13	37
2	9.5	2.58	BJ 41	WF	400	x	300	x	9	x	14	52
3	8.5	3.85	BJ 41	WF	400	x	300	x	9	x	14	52

4.1.2.2 Balok anak lantai apartemen

Menggunakan profil WF 400 x 300 x 9 x 14 (BJ 41)

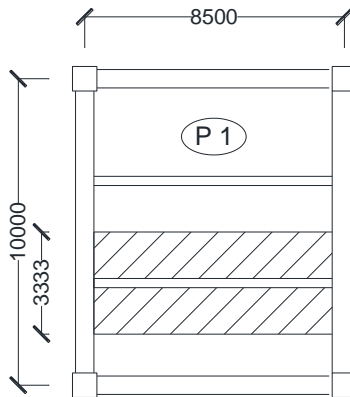
W = 94,3 kg/m d = 386 mm h = 314 mm

A = 120,1 cm² Z_x = 1846 cm³ r = 22 mm

t_w = 10 mm i_y = 7,21 cm I_y = 6240 cm⁴

t_f = 16 mm i_x = 16,7 cm Z_y = 633 cm³

bf = 299 mm I_x = 33700 cm⁴



Gambar 4.6 Denah Balok Anak Lantai Apartemen

a. Pembebanan pada balok anak lantai apartemen

- Beban mati

Berat pelat bondek	=	10,1 kg/m ²
Berat aspal spesi 2 cm (0,02 x 2200)	=	44 kg/m ²
Berat beton 1,2 x 2400	=	288 kg/m ²
Berat plafon + penggantung 11 + 7	=	18 kg/m ²
Berat ducting dan plumbing	=	10 kg/m ²
Berat tegel	=	24 kg/m ²
	=	<u>394,1 kg/m²</u>

Berat perhitungan pelat lantai

$$370,1 \text{ kg/m}^2 \times 3,3 \text{ m} = 1313,67 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil} = \underline{94,3 \text{ kg/m}}$$

$$q_D = 1407,967 \text{ kg/m}$$

- Beban hidup (SNI 1727-2013)

$$q_L = 3,3 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 833,33 \text{ kg/m}$$

- Beban berfaktor :

$$q_U = 1,2 \cdot q_D + 1,6 \cdot q_L$$

$$= 1,2 \cdot 1407,967 + 1,6 \cdot 833,33 = 3022,893 \text{ kg/m}$$

b. Gaya dalam pada balok anak lantai apartemen

- Momen yang terjadi

$$M_U = \frac{1}{8} \cdot q_U \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 3022,893 \cdot 8,5^2 \\ = 27300,51 \text{ kg}$$

- Gaya geser yang terjadi

$$V_U = \frac{1}{2} \cdot q_U \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 3022,893 \cdot 8,5 \\ = 12847,3 \text{ kg}$$

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

• Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{299}{2(16)} = 10,679$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,752$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 10,679 < 10,752 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{314}{10} = 34,889$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,25$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 34,889 < 106,25 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 1846 \\ = 4615000 \text{ kg.cm} = 46150 \text{ kg.m}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \cdot 46150 \\ = 41535 \text{ kg.m} > 12847,3 \text{ kg.m (ok)}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral
 Panjang $L_b = 100$ cm (Jarak Antar *Shear Connector*)
 $L_p = 358,92$ cm (Dari tabel profil)
 $L_r = 1056,8$ cm (Dari tabel profil)
 $L_b \leq L_p$, maka termasuk bentan pendek
 Dimana $M_n = M_p$
 $M_p = F_y \cdot Z_x$
 $= 2500 \cdot 1286 = 32150$ kg.m
 $M_n = M_p = 32150$ kg.m

- Cek kemampuan penampang
 $\phi_b \cdot M_n \geq M_u$
 $\phi_b \cdot M_n = 0,9 \cdot 32150$
 $= 28935$ kg.m $> 12130,84$ kg.m (ok)

- d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser
 $\frac{h}{t_w} = \frac{314}{10} = 34,889$
 $2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5}{250}} = 69,57$
 karena $\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 34,889 < 69,57$ ($C_v = 1$)
 maka, $V_n = 0,6 f_y A_w C_v$
 $= 0,6 \times 2500 \times (38,6 \cdot 1,4) \times 1 = 65940$ kg

- Cek Kapasitas Penampang
 $\phi V_n \geq V_u$
 $\phi V_n = 0,9 \cdot 65940$ kg
 $= 59346$ kg $> 5628,6$ kg ... OK !

e. Kontrol lendutan

$$L = 850 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{850}{360} = 2,3611 \text{ cm}$$

$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(14,07 + 8,33) \times 850^4}{2000000 \times 36213,32}$$

$$= 2,26 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 2,26 \text{ cm} < 2,3611 \text{ cm (ok)}$$

Tabel 4.4 Profil Baja pada Balok Anak Lantai

Tipe Balok	pajang bentang	Lebar efektif	Jenis Baja	Profil Baja yang Digunakan								Stud
	(m)	(m)										
1	8.5	3.33	BJ 41	WF	400	x	300	x	9	x	14	52
2	9.5	2.58	BJ 41	WF	400	x	300	x	10	x	16	59
3	8.5	3.85	BJ 41	WF	400	x	300	x	10	x	16	59

4.1.3 Perencanaan Tangga

Tangga merupakan bagian dari struktur bangunan bertingkat sebagai penunjang antara struktur bangunan lantai dasar dengan struktur bangunan tingkat atasnya. Pada gedung kantor Midtown Point Jakarta ini struktur tangga direncanakan sebagai tangga darurat dengan menggunakan konstruksi dari baja.

4.1.3.1 Tangga lantai apartemen

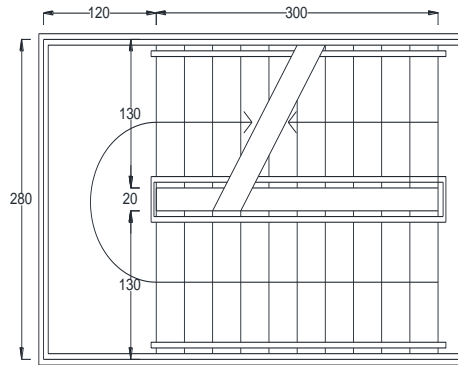
- Tinggi antar lantai = 400 cm
- Panjang bordes = 280 cm
- Panjang tangga = 300 cm
- Lebar tangga = 130 cm
- Lebar injakan (i) = 30 cm
- Perencanaan jumlah injakan tangga :
 Persyaratan-persyaratan jumlah injakan tangga
 $60 \text{ cm} \leq (2t + i) \leq 65 \text{ cm}$
 $25^\circ < \alpha < 40^\circ$
 Dimana :

t = tinggi injakan (cm)

i = lebar injakan (cm)

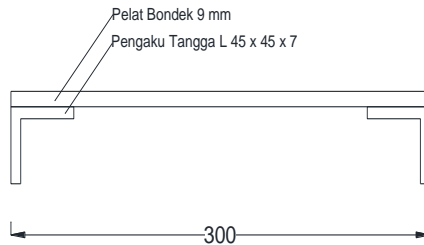
a = kemiringan tangga

- Perhitungan jumlah injakan tangga
 - Tinggi injakan (t) = 15 cm
 - Jumlah tanjakan = $\frac{150}{15} = 10$ buah
 - Jumlah injakan (n) = 10 - 1 = 9 buah
 - $60 \text{ cm} \leq (2 \times t + i) \leq 65 \text{ cm}$
 - $60 \text{ cm} \leq (2 \times 15 + 30) \leq 65 \text{ cm}$
 - $60 \text{ cm} \leq (60) \leq 65 \text{ cm (ok)}$
 - Lebar bordes = 120 cm
 - $a = \text{arc tg} \left(\frac{\text{tinggi lantai}/2}{\text{panjang tangga}} \right)$
 - $= \text{arc tg} \left(\frac{200}{300} \right) = 33,69^\circ$
 - $25^\circ < 33,69^\circ < 40^\circ$



Gambar 4.7 Denah Tangga

4.1.3.2 Anak Tangga



Gambar 4. 8 Pelat Anak Tangga

a. Perencanaan tebal pelat anak tangga

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai atap ini menggunakan SNI 1727-2013.

- Beban Mati :
 - Berat keramik 1 cm x 24 = 24 kg/m²
 - Berat spesi 2 cm x 24 = 42 kg/m²
 - Berat railing 1 cm x 30 = 30 kg/m² +
 - $q_D = 96 \text{ kg/m}^2$
- Beban Hidup :
 - Lantai Tangga $q_L = 250 \text{ kg/m}^2$
- Beban Berguna :
 - $Q_u = q_D + q_L = 96 + 250 = 346 \text{ kg/m}^2 \approx 400 \text{ kg/m}^2$
- Data-data perencanaan pelat bondex
 - bentang = 1,3 m \approx 1,5 m
 - beban berguna = 400 kg/m²
 - berdasarkan brosur dapat diketahui berdasarkan data diatas maka tunggal tanpa tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 9 mm

- Menentukan Tulangan Susut
Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 7.12.2.1, Rasio Luasan tulangan susut sebesar 0,002 ($\rho_{min}=0,002$). Sehingga perhitungannya sebagai berikut :
Digunakan tulangan M8 ($A_s = 0,503 \text{ cm}^2$)

$$d = tp - \text{selimut beton} - \frac{\emptyset \text{ tulangan utama}}{2}$$

$$= 120 - 20 - \frac{8}{2} = 96 \text{ mm}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap meter adalah :

$$A_{s \min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0,002 \cdot 1000 \cdot 96$$

$$= 190 \text{ mm}^2 = 1,9 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_{s \min}}{A_s} = \frac{1,9}{0,503} = 3,8 \approx 4 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak antar tulangan } s = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm}$$

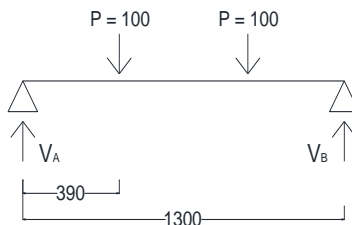
Jadi dipasang tulangan susut M8 – 250

- b. Perencanaan pengaku anak tangga

Direncanakan menggunakan profil siku 45 x 45 x 7 dengan data sebagai berikut :

$$\begin{array}{lll} b = 45 \text{ mm} & I_x = 10,4 \text{ cm}^4 & i_y = 1,33 \text{ cm} \\ tw = 7 \text{ mm} & I_y = 10,4 \text{ cm}^4 & i_x = 1,33 \text{ cm} \\ W = 4,6 \text{ kg/m} & A = 5,86 \text{ cm}^2 & \end{array}$$

- Perencanaan pembebanan



Gambar 4. 9 Sketsa Pembebanan Pelat Tangga

- Beban mati (1/2 lebar injakan)
 - Berat pelat = $0,09 \times 2400 \times 0,2 = 32,4 \text{ kg/m}$
 - Berat baja siku $45 \times 45 \times 7 = 4,6 \text{ kg/m}$
 - $= 37 \text{ kg/m}$
 - Alat penyambung (10%) $= 3,7 \text{ kg/m} +$
 - $q_D = 40,7 \text{ kg/m}$
- Beban hidup (1/2 lebar injakan)
 - $q_L = 250 \times 0,15 = 37,5 \text{ kg/m}$
 - $p_L = 100 \text{ kg}$
- Perhitungan M_D dan M_L
 - $M_D = 1/8 \times q_D \times L^2$
 - $= 1/8 \times 40,7 \times 1,3^2 = 8,597 \text{ kg.m}$
 - $M_L = 1/8 \times q_L \times L^2 \rightarrow \text{akibat beban merata}$
 - $= 1/8 \times 37,5 \times 1,3^2 = 7,21 \text{ kg.m}$
 - $M_L = 1/4 \times P \times L \rightarrow \text{akibat beban terpusat}$
 - $= 1/4 \times 100 \times 1,3 = 32,5 \text{ kg.m}$
- Perhitungan Kombinasi Pembebanan
 - $V_u = 1,2(1/2 \times q_D \times 1,3) + 1,6(1/2 \times q_L \times 1,3)$
 - $V_u = 1,2(1/2 \times 40 \times 1,3) + 1,6(1/2 \times 37,5 \times 1,3)$
 - $= 70,746 \text{ kg}$
 - $M_u = 1,2 M_D + 1,6 M_L$
 - $= 1,2 \times 8,597 + 1,6 \times 32,5 = 62,317 \text{ kg.m}$
- Kontrol kuat lentur
 - Pelat sayap :
 - $\lambda = \frac{b}{t} = \frac{45}{8} = 9$
 - $\lambda_p = 0,54 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,54 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 15,27$
 - $\lambda < \lambda_p$ penampang kompak
 - Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

- Menentukan Kapasitas Penampang

$$\begin{aligned} Z_x &= (t_w \times d) \frac{1}{2} d + (t_w(b-t_w)) \frac{1}{2} t_w \\ &= (0,7 \times 4,5) \frac{1}{2} \times 4,5 + (0,7 \times (4,5 - 0,7)) \frac{1}{2} \times 0,7 \\ &= 8,019 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \times Z_x = 2500 \times 8,019 = 20046,25 \text{ kg.cm} \\ &= 200,462 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek Kapasitas Penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \times 200,462 \\ &= 180,416 \text{ kg.m} \geq 62,32 \text{ kg.m (ok)} \end{aligned}$$

- Kontrol kuat geser

Untuk Siku, berdasarkan SNI 1729-2015 pasal G4. $K_v = 1,2$

$$\frac{h}{t} = \frac{(45-7)}{5} = 7,6$$

$$1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{1,2 \cdot 2 \cdot 10^5}{250}} = 34,08$$

$$\frac{h}{t} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} \rightarrow \text{plastis (Cv = 1)}$$

$$\begin{aligned} \text{maka } V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \times C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times (4,5 \times 0,7) \times 1 \\ &= 4725 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Cek Kapasitas Penampang

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \times 4725 \text{ kg} \\ &= 4252,5 \text{ kg} \geq 79,75 \text{ kg (ok)} \end{aligned}$$

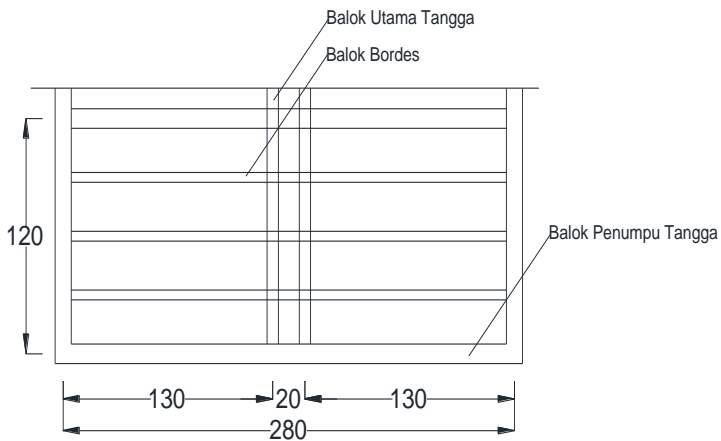
- Kontrol lendutan

$$L = 130 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{130}{240} = 0,54167 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 f^0_1 &= \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} + \frac{1 \cdot P \cdot l^3}{48 E \cdot I_x} \\
 &= \frac{5}{384} \times \frac{(0,407 + 0,375) \times 130^4}{2000000 \times 10,4} + \frac{1 \cdot 100 \cdot 130^3}{48 \cdot 2000000 \cdot 10,4} \\
 f^0_1 &= 0,427 \text{ cm} \\
 f^0_1 &< f_{ijin} \rightarrow 0,427 \text{ cm} < 0,54167 \text{ cm (ok)}
 \end{aligned}$$

4.1.3.3 Bordes



Gambar 4.10 Denah Bordes

a. Pelat bordes

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai atap ini menggunakan SNI 1727-2013.

- Beban Mati :
 - Berat keramik 1 cm x 24 = 24 kg/m²
 - Berat spesi 2 cm x 24 = 42 kg/m²
 - Berat railing 1 cm x 30 = 30 kg/m² +
 - q_D = 96 kg/m²
- Beban Hidup :
 - Lantai Tangga q_L = 250 kg/m²

Beban Berguna :

- $Q_u = q_D + q_L = 96 + 250 = 346 \text{ kg/m}^2 \approx 400 \text{ kg/m}^2$
- Data-data perencanaan pelat bondex
 - bentang = 1,3 m \approx 1,5 m
 - beban berguna = 400 kg/m²
 - berdasarkan brosur dapat diketahui berdasarkan data diatas maka tunggal tanpa tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 9 mm

- Menentukan Tulangan Susut
Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 7.12.2.1, Rasio Luasan tulangan susut sebesar 0,002 ($\rho_{min}=0,002$). Sehingga perhitungannya sebagai berikut :
Digunakan tulangan M8 ($A_s = 0,503 \text{ cm}^2$)

$$d = tp - \text{selimut beton} - \frac{\emptyset \text{ tulangan utama}}{2}$$

$$= 120 - 20 - \frac{8}{2} = 96 \text{ mm}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap meter adalah :

$$A_{s \min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0,002 \cdot 1000 \cdot 96$$

$$= 190 \text{ mm}^2 = 1,9 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_{s \min}}{A_s} = \frac{1,9}{0,503} = 3,8 \approx 4 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak antar tulangan } s = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan susut M8 – 250

- b. Perencanaan balok bordes

Direncanakan memakai profil WF 100 x 50 x 5 x 7

$$\begin{array}{lll} d = 100 \text{ mm} & t_f = 7 \text{ mm} & r = 8 \text{ mm} \\ b = 50 \text{ mm} & Z_x = 42 \text{ cm}^3 & I_x = 187 \text{ cm}^4 \\ t_w = 5 \text{ mm} & W = 9,3 \text{ kg/m} & \end{array}$$

- Perencanaan pembebanan balok bordes

- Beban mati

$$\text{Berat pelat} = 0,09 \times 0,4 \times 2400 = 86,4 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil} = 9,3 \text{ kg/m}$$

$$= 95,7 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat sambungan dll 10\%} = 9,57 \text{ kg/m}$$

$$q_D = 105,27 \text{ kg/m}$$

- Beban hidup

$$\text{Lantai Perkantoran (SNI 1727-2013)} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Jarak antar bordes} = 0,4 \text{ m}$$

$$\text{Total beban hidup } (q_L) = 0,4 \times 250 = 100 \text{ kg/m}$$

$$V_D = \frac{1}{2} \cdot q_D \cdot L = \frac{1}{2} \times 105,27 \times 1,3$$

$$= 68,426 \text{ kg}$$

$$M_D = \frac{1}{8} \cdot q_D \cdot L^2 = \frac{1}{8} \times 105,27 \times (1,3)^2$$

$$= 22,238 \text{ kg.m}$$

$$V_L = \frac{1}{2} \times q_L \times L = \frac{1}{2} \times 100 \times 1,3$$

$$= 65 \text{ kg}$$

$$M_L = \frac{1}{8} \times q_L \times L^2 = \frac{1}{8} \times 100 \times (1,3)^2$$

$$= 21,125 \text{ kg.m}$$

- Kombinasi pembebanan

$$V_U = 1,2V_D + 1,6V_L$$

$$= 1,2(68,426) + 1,6(65) = 186,11 \text{ kg}$$

$$M_U = 1,2M_D + 1,6M_L$$

$$= 1,2(22,238) + 1,6(21,125) = 60,486 \text{ kg.m}$$

- Kontrol Kuat Lentur

- Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{50}{2 \times 7} = 3,571$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,75$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Pelat badan :

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{70}{7} = 14$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,25$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

- Menghitung Kapasitas Penampang

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 42$$

$$= 105000 \text{ kg.cm}$$

$$= 1050 \text{ kg.m}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 1050$$

$$= 945 \text{ kg.m} \geq 60,486 \text{ kg.m (ok)}$$

- Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{70}{5} = 14$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5}{250}} = 63,35$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \text{plastis (Cv = 1)}$$

$$\text{maka } V_n = 0,6 f_y A_w C_v$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (7 \times 0,5) \times 1$$

$$= 7500 \text{ kg}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 7500 \text{ kg}$$

$$= 6750 \text{ kg} \geq 186,11 \text{ kg (ok)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 130 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{130}{360} = 0,5417 \text{ cm}$$

$$f^o = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L)L^4}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{(1,052 + 1) \cdot 130^4}{2000000 \cdot 187} = 0,0204 \text{ cm}$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,0204 \text{ cm} < 0,5417 \text{ cm (ok)}$$

4.1.3.4 Balok Utama Tangga

Balok utama tangga dianalisa dengan anggapan terletak di atas dua tumpuan sederhana dengan menerima beban merata dari berat sendiri dan beban dari anak tangga. Balok utama direncanakan menggunakan profil WF 200 x 100 x 4,5 x 7, dengan spesifikasi sebagai berikut :

W = 18,2 kg/m	Ag = 23,2 cm ²
d = 198 mm	Ix = 1580 cm ⁴
b = 99 mm	Zx = 170 cm ³
tw = 4,5 mm	ix = 8,26
tf = 7 mm	iy = 2,21 cm
r = 11 mm	h = 210 mm

a. Perencanaan Pembebanan

- Perencanaan pembebanan anak tangga
- Beban mati (anak tangga)

Berat pelat 0,09 x 0,65 x 2400	= 140,4	kg/m
Berat profil siku 4,6 x 2	= 9,2	kg/m
Berat profil balok 18 / cos(32,966)	= 21,63	kg/m
Berat sandaran besi	= 30	kg/m
	<u>= 201,23</u>	kg/m
Berat alat penyambung 10%	= 20,1	kg/m
	<u>q_{D1} = 221,357</u>	kg/m

- Beban hidup

$$q_{L1} = 250 \times 0,65 = 162,5 \text{ kg/m}$$

$$q_{U1} = 1,2 q_D + 1,6 q_L$$

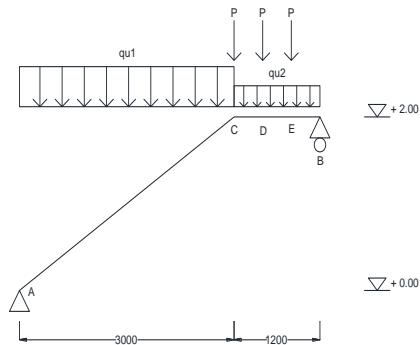
$$= 1,2 \times 221,357 + 1,6 \times 162,5 = 525,94 \text{ kg/m}$$

- Perencanaan pembebanan bordes
- Beban mati

Berat profil	$= 9,3 \text{ kg/m}$
Berat bordes $0,09 \times 0,65 \times 2400$	$= 140,4 \text{ kg/m}$
	<hr/> $= 149,7 \text{ kg/m}$
Berat penyambung 10%	$= 14,97 \text{ kg/m}$
	<hr/> $q_{D2} = 164,67 \text{ kg/m}$
- Beban hidup

$q_{L2} = 250 \times 0,0,65 = 162,5 \text{ kg/m}$
$q_{U2} = 1,2 q_D + 1,6 q_L$
$= 1,2 \times 164,67 + 1,6 \times 162,5 = 457,6 \text{ kg/m}$
- Beban terpusat akibat balok bordes

$p_1 = 9,3 \times 0,65 = 6,045 \text{ kg}$
--



Gambar 4.11 Sketsa Pembebanan Balok Utama Tangga

- Perhitungan pembebanan

$$\Sigma M_a = 0$$

$$R_b(4,2) - p_1(3) - p_1(3,4) - p_1(3,8) - q_{u1}(3)(1,5) - q_{u2}(1,2)(3,6) = 0$$

$$R_b = \frac{6,045 \times 3 + 6,045 \times 3,4 + 6,045 \times 3,8 + 525,9 \times 3 \times 1,5 + 4587,6 \times 1,2 \times 3,6}{4,2}$$

$$= 1104,761 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_b = 0$$

$$R_a(4,2) - p_1(0,4) - p_1(0,8) - p_1(1,2) - q_{u1}(3)(2,7) - q_{u2}(1,2)(1) = 0$$

$$R_a = \frac{6,045 \times 0,4 + 6,045 \times 0,8 + 6,045 \times 1,2 + 525,9 \times 3 \times 2,7 + 457,6 \times 1,2 \times 0,6}{4,2}$$

$$= 1196,825 \text{ kg}$$

Kontrol:

$$\begin{aligned}\Sigma V &= R_a + R_b - q_{u1} \times 3 - q_{u2} \times 1,2 - V \times 3 \\ &= 1104,761 + 1196,825 - 525,94 \times 3 - 457,6 \times 1,2 - 6,045 \times 3 \\ &= 0 \dots \mathbf{OK} !\end{aligned}$$

Bidang M

- a - c :

$$\begin{aligned}M_x &= R_a \cdot x - \frac{1}{2} q_{u1} \cdot x^2 \\ &= 1196,825 \cdot x - \frac{1}{2} 525,9 \cdot x^2\end{aligned}$$

$$x = 0 \text{ m}$$

$$M_a = 0 \text{ kg.m}$$

$$x = 3 \text{ m}$$

$$M_c = 1196,825 \cdot 3 - \frac{1}{2} 525,9 \cdot 3^2 = 988,985 \text{ kg.m}$$

Momen maksimum terjadi apabila $\frac{dM_x}{dx} = 0$

$$\frac{dM_x}{dx} = R_a - q_{u1} \cdot x = 0$$

$$\frac{dM_x}{dx} = 1196,825 - 525,9 \cdot x = 0$$

$$x = 2,070 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 1196,825 \cdot x - \frac{1}{2} 525,9 \cdot x^2$$

$$\begin{aligned}M_{\max} &= 1196,825 \cdot 2,070 - \frac{1}{2} 525,9 \cdot 2,070^2 \\ &= 1238,8587 \text{ kg.m}\end{aligned}$$

- b - e :

$$\begin{aligned}M_x &= R_b \cdot x - \frac{1}{2} q_{u2} \cdot x^2 \\ &= 1104,761 \cdot x - \frac{1}{2} 457,604 \cdot x^2\end{aligned}$$

$$x = 0 \text{ m}$$

$$M_b = 0 \text{ kg.m}$$

$$x = 0,4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_e &= 1104,761 \cdot 0,4 - \frac{1}{2} 457,604 \cdot 0,4^2 \\ &= 405,296 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- e - d :

$$\begin{aligned} M_x &= R_b \cdot x - \frac{1}{2} q u_2 \cdot x^2 - p(x-0,5) \\ &= 1104,761 \cdot x - \frac{1}{2} 457,604 \cdot x^2 - 6,045(x-0,5) \end{aligned}$$

$$x = 0,4 \text{ m}$$

$$M_e = 405,296 \text{ kg.m}$$

$$x = 0,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_d &= 1104,761 \cdot 0,8 - \frac{1}{2} 457,604 \cdot 0,8^2 - 6,045(0,8-0,5) \\ &= 734,958 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- d - c :

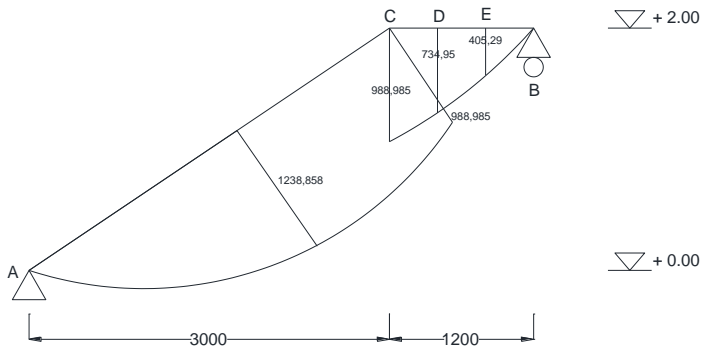
$$\begin{aligned} M_x &= R_b \cdot x - \frac{1}{2} q u_2 \cdot x^2 - p(x-0,5) - p(x-1) \\ &= 1104,761 \cdot x - \frac{1}{2} 457,604 \cdot x^2 - 6,045(x-0,4) - 6,045(x-0,8) \end{aligned}$$

$$x = 0,8 \text{ m}$$

$$M_d = 734,958 \text{ kg.m}$$

$$x = 1,2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_c &= 1104,761 \cdot 1,2 - \frac{1}{2} 457,604 \cdot 1,2^2 - 6,045(1,2-0,4) \\ &\quad - 6,045(1,2-0,8) \\ &= 988,985 \text{ kg.m} \end{aligned}$$



Gambar 4.12 Bidang M Balok Tangga

Bidang D

- a - c :

$$\begin{aligned} D_x &= R_a \cdot \cos(35,5^\circ) - q_{u1} \cdot x \cdot \cos(35,5^\circ) \\ &= 1196,825 \cdot \cos(33,69^\circ) - 525,9 \cdot x \cdot \cos(33,69^\circ) \end{aligned}$$

$$x = 0 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} D_{ka} &= 1196,825 \cdot \cos(33,69^\circ) - 525,9 \cdot 0 \cdot \cos(33,69^\circ) \\ &= 995,818 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$x = 3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} D_{ci} &= 1196,825 \cdot \cos(33,69^\circ) - 525,9 \cdot 3 \cdot \cos(33,69^\circ) \\ &= -447,229 \text{ kg} \end{aligned}$$

- b - e :

$$\begin{aligned} D_x &= -R_b + q_{u2} \cdot x \\ &= -1104,762 + 457,604 \cdot x \end{aligned}$$

$$x = 0 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} D_{bi} &= -1104,762 + 457,604 \cdot 0 \\ &= -1104,762 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$x = 0,4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} D_{ka} &= -1104,762 + 457,604 \cdot 0,4 \\ &= -921,72 \text{ kg} \end{aligned}$$

- e - d :

$$\begin{aligned} D_x &= -R_b + q_{u2} \cdot x + p_1 \\ &= -1104,762 + 457,604 \cdot x + 6,05 \end{aligned}$$

$$x = 0,4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} D_{ci} &= -1104,762 + 457,604 \cdot 0,4 + 6,05 \\ &= -915,675 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$x = 0,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} D_{ka} &= -1104,762 + 457,604 \cdot 0,8 + 6,05 \\ &= -732,633 \text{ kg} \end{aligned}$$

- d - c :

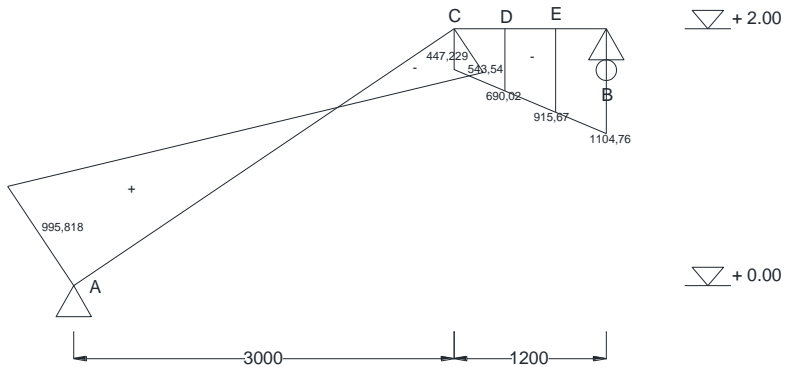
$$\begin{aligned} D_x &= -R_b + q_{u2} \cdot x + p_1 + p_1 \\ &= -1104,762 + 457,604 \cdot x + 6,05 + 6,05 \end{aligned}$$

$$x = 0,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} D_{ci} &= -1104,762 + 457,604 \cdot 0,8 + 6,05 + 6,05 \\ &= -726,588 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$x = 1,2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Dc_{ka} &= -1104,762 + 457,604 \cdot 1,2 + 6,05 + 6,05 \\ &= -543,547 \text{ kg} \end{aligned}$$



Gambar 4.13 Bidang D Balok Tangga

Bidang N

- a - c :

$$\begin{aligned} N_x &= -R_a \cdot \sin(33,69^\circ) + q_{u1} \cdot x \cdot \sin(33,69^\circ) \\ &= -1196,825 \cdot \sin(33,69^\circ) + 525,9 \cdot x \cdot \sin(33,69^\circ) \end{aligned}$$

$$x = 0 \text{ m}$$

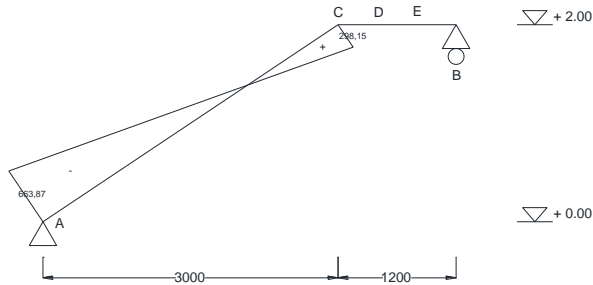
$$\begin{aligned} N_{a_{ka}} &= -1196,825 \cdot \sin(33,69^\circ) + 525,9 \cdot 0 \cdot \sin(33,69^\circ) \\ &= -663,879 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$x = 3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} N_{c_{ki}} &= -1196,825 \cdot \sin(33,69^\circ) + 525,9 \cdot 3 \cdot \sin(33,69^\circ) \\ &= 298,152 \text{ kg} \end{aligned}$$

- c - b :

$$N = 0 \text{ kg}$$



Gambar 4.14 Bidang N Balok Tangga

b. Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

- Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{99}{2 \times 8} = 5,625$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,75$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 5,625 < 10,75$, maka penampang kompak

- Pelat badan :

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{162}{5} = 27$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,25$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 27 < 106,25$, maka penampang kompak

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

- Menghitung Kapasitas Penampang

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 170 = 42500 \text{ kg.cm} \\ &= 4250 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 425$$

$$= 3825 \text{ kg.m} \geq 1238,8587 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$

c. Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$$L_b = \sqrt{30^2 + 15^2} = 33,5 \text{ cm (jarak pengaku anak tangga)}$$

$$L_p = 110,015 \text{ cm}$$

$$L_r = 332,453 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p \rightarrow \text{bentang pendek, maka } M_n = M_p$$

$$\text{Karena penampang kompak, maka } M_n = M_p = f_y \cdot Z_x$$

- Menghitung Kapasitas Penampang

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 170 = 425000 \text{ kg.cm} \\ &= 4250 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \times 4250 \\ &= 3825 \text{ kg.m} \geq 1238,85 \text{ kg.m} \dots \text{OK !} \end{aligned}$$

d. Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{162}{5} = 27$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5}{250}} = 63,35$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \text{Plastis (Cv = 1)}$$

$$\begin{aligned} \text{maka } V_n &= 0,6 f_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times (16,2 \times 0,45) \times 1 \\ &= 13365 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \times 13365 \text{ kg} \\ &= 12029 \text{ kg} \geq 1104,762 \text{ kg} \dots \text{OK !} \end{aligned}$$

e. Persamaan interaksi tekan - lentur

$$L = \sqrt{(300)^2 + (200)^2} = 360,55 \text{ cm}$$

$$Kc = 1 \text{ (sendi - sendi)}$$

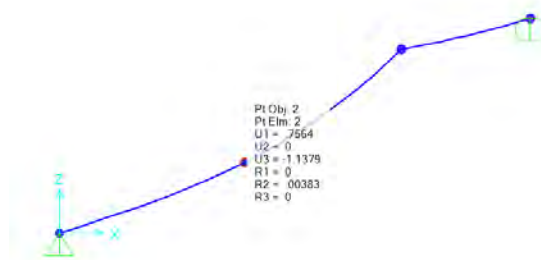
$$Lk = kc \times L = 1 \times 360,55 = 360,55$$

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{Lk}{i} = \frac{360,55}{7,26} = 49,66 \\ \lambda_c &= \frac{\lambda}{\pi \cdot i y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{49,66}{\pi \cdot 2,06} \sqrt{\frac{2500}{2000000}} \\ &= 0,271 \rightarrow 0,25 < \lambda_c < 1,25 \\ \omega &= \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \lambda_c} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot 0,271} \\ &= 1,076 \\ P_n &= \frac{A_g \times f_y}{\omega} = \frac{23,18 \times 2500}{1,076} = 53519,081 \text{ kg} \\ \phi P_n &= 0,85 \times 53519,081 \\ &= 45491,219 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{P_u}{\phi P_n} &= \frac{663,9}{45491,219} = 0,001 < 0,2 \text{ maka rumus interaksi 2} \\ &= \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{ux}}{\phi b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b M_{ny}} \right] \leq 1,0 \\ &= \frac{663,9}{45491,219} + \left[\frac{1238,85}{3420} + 0 \right] \leq 1,0 \\ &= 0,3365 < 1 \dots \text{OK !}\end{aligned}$$

f. Kontrol lendutan

$$\begin{aligned}f_{ijin} &= \frac{L}{240} = \frac{\sqrt{(210)^2 + (200)^2}}{240} = 1,502 \\ f^o &= 1,137 \text{ cm} \\ f^o &< f_{ijin} \rightarrow 1,137 \text{ cm} < 1,502 \text{ cm} \dots \text{OK !}\end{aligned}$$



Gambar 4.15 Hasil Analisis Lendutan Balok Utama Tangga

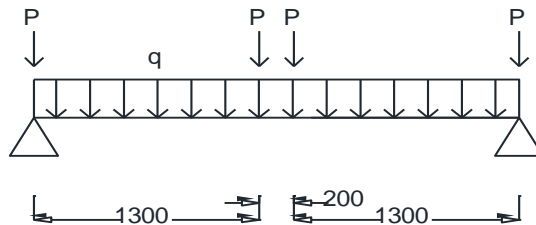
4.1.3.5 Balok Penumpu Tangga

Balok utama direncanakan menggunakan profil WF 200x200x4,5x7

$W = 18,2 \text{ kg/m}$	$A_g = 23,2 \text{ cm}^2$
$d = 198 \text{ mm}$	$I_x = 1580 \text{ cm}^4$
$b = 99 \text{ mm}$	$Z_x = 170 \text{ cm}^3$
$tw = 4,5 \text{ mm}$	$i_x = 8,26$
$tf = 7 \text{ mm}$	$i_y = 2,21 \text{ cm}$
$r = 11 \text{ mm}$	$h = 210 \text{ mm}$

a. Pembebanan

Pembebanan pada balok penumpu tangga diperoleh dari gaya reaksi (R_a dan R_b) yang bekerja pada balok utama tangga. Gaya reaksi tersebut akan menjadi beban terpusat P yang menumpu pada balok penumpu tangga. Pada balok penumpu tangga juga bekerja beban merata yang berasal dari dinding setengah dari tinggi lantai dan berat profil. Sketsa pembebanan balok penumpu tangga bisa dilihat pada gambar di bawah ini :



Gambar 4.16 Pembebanan Balok Penumpu Tangga

$$P = R_b = 1104,76 \text{ kg}$$

- Beban merata (q)

Berat profil	$= 18,2 \text{ kg/m}$
Beban dinding $1,5 \times 100$	$= 150 \text{ kg/m} +$
	$= 168,2 \text{ kg/m}$
Berat sambungan 10%	$= 16,82 \text{ kg/m} +$
	$= 185 \text{ kg/m}$

- Reaksi perletakan

$$\Sigma Ma = 0$$

$$R_{vb} \cdot 2,8 - P \cdot 2,8 - P \cdot 1,5 - P \cdot 1,3 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot 2,8^2 = 0$$

$$R_{vb} = \frac{1104,76 \times 2,8 + 1104,76 \times 1,5 + 1104,76 \times 1,3 + \frac{1}{2} \times 1855 \times 2,8^2}{2,8}$$

$$= 2469,23 \text{ kg}$$

$$R_{va} = R_{vb} = 2469,23 \text{ kg}$$

Kontrol:

$$\Sigma V = R_{vb} + R_{va} - 2 \cdot R_b - q \times 2,8$$

$$= 2469,23 + 2469,23 - 2 \cdot 1104,76 - 184,8 \times 2,8$$

$$= 0 \dots \text{OK !}$$

- Momen maksimum

$$M_{\max} = R_{va} \times 1,4 - P \cdot 0,1$$

$$= 2469,23 \times 1,4 - 1104,76 \times 0,1$$

$$= 3346,414 \text{ kg.m}$$

- Gaya geser

$$V_U = R_{va} = 2469,23 \text{ kg}$$

- b. Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

- Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{99}{2 \times 7} = 7,01$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,75$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 5,63 < 10,75, \text{ maka penampang kompak}$$

- Pelat badan :

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{162}{4,5} = 36$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,25$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 27 < 106,25, \text{ maka penampang kompak}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p = f_y \cdot Z_x$

- Menghitung kemampuan penampang

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 170 = 425000 \text{ kg.cm} \\ &= 3800 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &\geq M_u \\ \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \times 4250 \\ &= 4250 \text{ kg.m} \geq 1687,9 \text{ kg.m (ok)} \end{aligned}$$

- c. Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$$L_b = 130 \text{ cm}$$

$$L_p = 110,015 \text{ cm}$$

$$L_r = 332,453 \text{ cm}$$

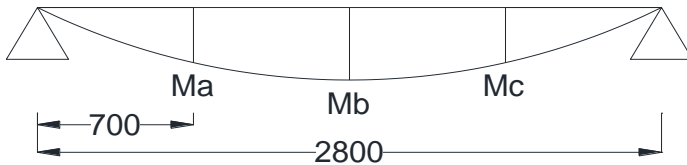
$$L_p < L_b < L_r \rightarrow \text{bentang menengah}$$

$$M_n = C_b \left[M_r + (M_p - M_r) \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right]$$

$$\begin{aligned} M_y &= S_x \cdot f_y \\ &= 160 \cdot 2500 = 400000 \text{ kg.cm} = 4000 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \cdot f_y \\ &= 170 \cdot 2500 = 425000 \text{ kg.cm} = 4250 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_r &= S_x \cdot (f_y - f_r) \\ &= 160 \cdot (2500 - 750) = 280000 \text{ kg.cm} = 2800 \text{ kg.m} \end{aligned}$$



Gambar 4.17 Posisi M_A , M_B , M_C Balok Penumpu Tangga

$$\begin{aligned} M_A &= M_C = R_{va} \cdot 0,7 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot 0,7^2 \\ &= 2469,23 \cdot 0,7 - \frac{1}{2} \cdot 185 \cdot 0,7^2 \\ &= 1663,704 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$M_B = M_{\max} = 3346,41 \text{ kg.m}$$

$$\begin{aligned} C_b &= \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max}+3M_A+4M_B+3M_C} \leq 2,3 \\ &= \frac{12,5 \times 3346,41}{2,5 \times 3346,41 + 3 \times 1663,090 + 4 \times 3346,41 + 3 \times 1663,090} \leq 2,3 \\ &= 1,318 \leq 2,3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_b \left[M_r + (M_p - M_r) \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right] \\ M_n &= 1,318 \left[2800(4250 - 2800) \frac{332,45 - 130}{332,45 - 110} \right] \\ M_n &= 5430,428 \text{ kg.m} > M_p \text{ maka dipakai } M_p \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_p &\geq M_u \\ \phi_b \cdot M_p &= 0,9 \times 4250 \\ &= 3825 \text{ kg.m} \geq 3346,414 \text{ kg.m (ok)} \end{aligned}$$

- d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\begin{aligned} \frac{h}{tw} &= \frac{162}{4,5} = 36 \\ 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} &= 2,24 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5}{250}} = 63,35 \\ \frac{h}{tw} &\leq 2,24 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5}{250}} \rightarrow 36 < 63,35 \rightarrow \text{plastis (Cv = 1)} \\ \text{maka } V_n &= 0,6 f_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times (16,2 \times 0,45) \times 1 \\ &= 13365 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Cek Kapasitas Penampang

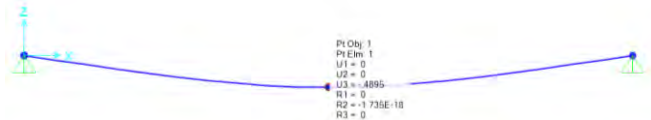
$$\begin{aligned} \phi V_n &\geq V_u \\ \phi V_n &= 0,9 \times 13365 \text{ kg} \\ &= 12029 \text{ kg} > 3346,414 \text{ kg (ok)} \end{aligned}$$

- e. Kontrol lendutan

$$\begin{aligned} L &= 280 \text{ cm} \\ f_{ijin} &= \frac{L}{240} = \frac{280}{240} = 1,167 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$f^o = 0,489 \text{ cm (dari program sap2000)}$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,489 \text{ cm} < 1,167 \text{ cm (ok)}$$

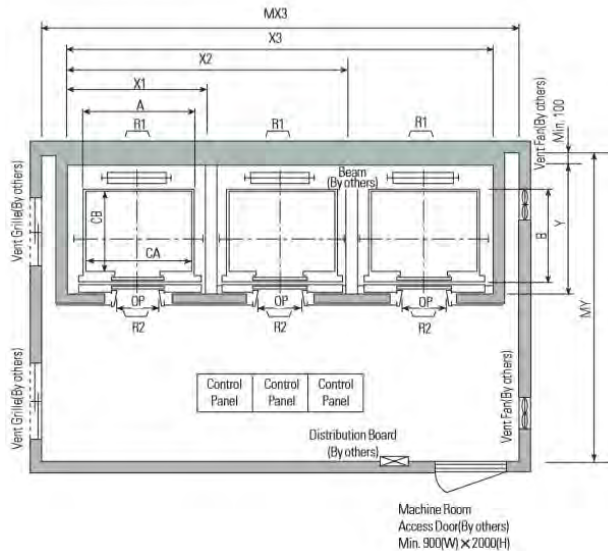


Gambar 4.18 Hasil Analisis Lendutan Balok Utama Tangga

4.1.4 Perencanaan Balok *Lift*

Pada perencanaan balok *lift* ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin *lift* yaitu terdiri dari balok penumpu dan balok penggantung *lift*. Pada bangunan ini menggunakan *lift* penumpang dengan data-data sebagai berikut (untuk lebih jelasnya lihat lampiran brosur *lift*) :

- Tipe lift : *Passenger Elevators*
- Merek : HYUNDAI
- Kapasitas : 10 Orang / 700 kg
- Lebar pintu (*opening width*) : 800 mm
- Dimensi ruang luncur (*hoistway inside*) 3 Car : 5600 x 1830 mm²
- Dimensi sangkar (*Car size*)
 - Internal : 1400 x 1250 mm²
 - Eksternal : 1460 x 1405 mm²
- Dimensi ruang mesin (3 Car) : 6000 x 3600 mm²
- Beban reaksi ruang mesin :
 - R₁ = 4200 kg
 - R₂ = 2700 kg

Gambar 4.19 Denah *Lift*

4.1.4.1 Balok penumpu *lift*

Balok penumpu *lift* direncanakan menggunakan profil WF 400 x 300 x 9 x 14 dengan data sebagai berikut :

$W = 94,3 \text{ kg/m}$	$S_x = 1740 \text{ cm}^3$	$r = 22 \text{ mm}$
$A = 120,1 \text{ cm}^2$	$I_x = 33700 \text{ cm}^4$	$i_x = 16,7 \text{ cm}$
$t_w = 9 \text{ mm}$	$I_y = 6240 \text{ cm}^4$	$i_y = 7,21 \text{ cm}$
$b = 299 \text{ mm}$	$d = 386 \text{ mm}$	$t_r = 14 \text{ mm}$
$h = 314 \text{ mm}$	$Z_x = 1846 \text{ cm}^3$	

a. Pembebanan pada balok penumpu lift

- Beban mati

Berat profil balok penggantung lift = 36,70 kg/m

Berat sambungan, dll (10%) = 3,67 kg/m

$q_D = 40,37 \text{ kg/m}$

- Beban merata ultimate

$$\begin{aligned}
 q_U &= 1,2 \cdot q_D \\
 &= 1,2 \cdot 40,37 = 48,444 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

- Beban terpusat lift

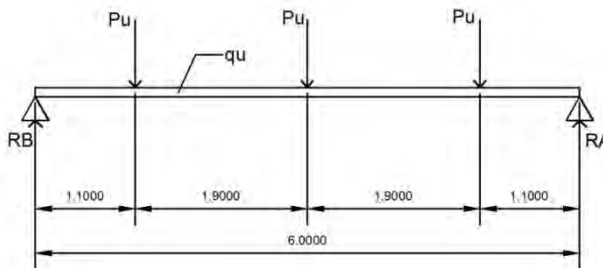
Pada pasal 4.7 Impact Load RSNI-03-1727 (Peraturan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung) menyatakan bahwa semua beban elevator harus ditingkatkan 100% untuk beban kejut dan tumpuan struktur harus direncanakan berdasarkan batas lendutan, atau spesifikasi teknik dari pembuat.

Faktor Elemen Beban Hidup (KLL)

$$PU_1 = R_1 \cdot KLL = 4200 \times (1 + 100\%) = 8400 \text{ kg}$$

$$PU_2 = R_2 \cdot KLL = 2700 \times (1 + 100\%) = 5400 \text{ kg}$$

- Perhitungan gaya dalam yang terjadi pada balok penumpu lift



Gambar 4.20 Model Pembebanan Balok Penumpu Lift

- Reaksi perletakan

$$\begin{aligned}
 R_A = R_B &= \frac{Pu \times 4,9 + Pu \times 3 + Pu \times 1,1 + \frac{1}{2} \times q_U \times L^2}{6} \\
 &= \frac{8400 \times 4,9 + 8400 \times 3 + 8400 \times 1,1 + \frac{1}{2} \times 48,44 \times 6^2}{6} \\
 &= 12745,32 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Momen maksimum

$$M_{\max} = (12745,32 \times 3) - (8400 \times 1,9) - \left(\frac{1}{2} \times 48,44 \times 3^2\right)$$

$$M_{\max} = 22139,64 \text{ kg.m}$$

- Gaya geser

$$V_U = R_a = 12745,32 \text{ kg}$$

c. Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b}{2.t_f} = \frac{300}{2.14} = 10,71$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,75$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 10,71 < 10,75, \text{ ok..!}$$

- Bagian badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{314}{9} = 34,8$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,25$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 34,8 < 106,25, \text{ ok..!}$$

Penampang kompak !

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 1846 = 4615000 \text{ kg.cm} \\ &= 46150 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 46150$$

$$= 41535 \text{ kg.m} \geq 22139,64 \text{ kg.m} \dots \text{ OK !}$$

d. Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$$L_b = 600 \text{ cm}$$

$$L_p = 358,916 \text{ cm (dari tabel } L_p \text{ dan } L_r)$$

$$L_r = 1056,783 \text{ cm (dari tabel } L_p \text{ dan } L_r)$$

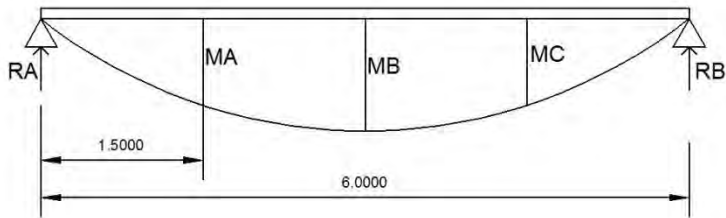
$$L_p < L_b < L_r \text{ (bentang menengah)}$$

$$\begin{aligned} M_y &= S_x \cdot f_y = 1740 \cdot 2500 = 4350000 \text{ kg.cm} \\ &= 43500 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 1846 \cdot 2500 = 4615000 \text{ kg.cm}$$

$$= 46150 \text{ kg.m}$$

$$M_r = S_x \cdot (f_y - f_r) = 1740 \cdot (2500 - 750) = 30450 \text{ kg.m}$$

Gambar 4.20 Posisi M_A , M_B , M_C

$$M_A = M_C = R_A \times 1,5 - \frac{1}{2} \times q_u \times 1^2$$

$$M_A = M_C = 12745,32 \times 1,5 - \frac{1}{2} \times 48,44 \times 1,5^2$$

$$= 19063,485 \text{ kg.m}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 2,3$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 22139,64}{2,5 \times 22139,64 + 3 \times 19063,485 + 4 \times 22139,64 + 3 \times 19063,485}$$

$$\leq 2,3$$

$$C_b = 1,07 \leq 2,3$$

$$M_n = C_b \left[M_r + (M_p - M_r) \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right]$$

$$M_n = 1,07 \left[30450 + (46150 - 30450) \frac{1056,8 - 600}{1056,8 - 358,9} \right]$$

$$M_n = 26386,76 \text{ kgm} < M_p \text{ maka dipakai } M_n$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

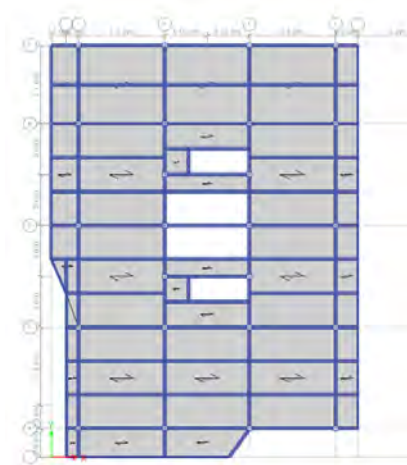
$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 26386,76$$

$$= 23748,1 \text{ kgm} \geq 22139,64 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$

4.2 Permodelan Struktur

4.2.1 Penjelasan Umum

Pemodelan struktur pada tugas akhir ini menggunakan sistem rangka bresing eksentrik (SRBE). Struktur rangka bresing eksentrik berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi akibat gempa. Struktur yang direncanakan adalah bangunan perkantoran yang terdiri dari 22 lantai dan 1 lantai atap dengan total tinggi struktur 92 meter. Denah dari struktur yang ada dalam permodelan tugas akhir penulis adalah sebagai berikut :



Gambar 4.22 Denah Struktur Perkantoran Midtown Point Jakarta

Pada gambar 4.1 arah vertikal mengikuti arah sumbu Y global (sumbu model) dan sumbu X adalah arah horisontal gambar. Bresing yang dipergunakan pada tugas akhir ini adalah tipe bresing eksentrik dengan konfigurasi *inverted v*.

Permodelan struktur Perkantoran Midtown Point Jakarta dilakukan menggunakan program bantu ETABS 2016. Pada program ETAB 2016, struktur apartemen akan dimodelkan sesuai dengan kondisi yang nyata. Program ini akan membantu dalam beberapa perhitungan yang akan digunakan untuk mengecek

apakah struktur sudah memenuhi persyaratan yang ada di SNI-1726-2012 (Gempa) dan SNI-1729-2015 (Baja).

4.2.2 Pemodelan Struktur

4.2.2.1 Data masukan material

Data masukkan material dalam permodelan ETABS 2016 adalah data material elemen struktur baja dan beton. Pendefinisian data masukkan material dapat dilihat pada Gambar 4.2

The figure displays four screenshots of the ETABS 2016 software interface, specifically the 'Material Property Data' and 'Material Property Design Data' dialog boxes for defining material properties.

Top Left: Material Property Data (Steel)

- General Data:** Material Name: BJ 41, Material Type: Steel, Directional Symmetry Type: Isotropic, Material Display Color: Blue, Material Notes: Modify/Show Notes.
- Material Weight and Mass:** ☒ Specify Weight Density, ☐ Specify Mass Density. Weight per Unit Volume: 78.9022 kN/m³, Mass per Unit Volume: 7850 kg/m³.
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 200000 MPa, Poisson's Ratio, ν : 0.3, Coefficient of Thermal Expansion, α : 0.0000117 1/C, Shear Modulus, G: 76923.08 MPa.

Top Right: Material Property Data (Concrete)

- General Data:** Material Name: Fcv 40, Material Type: Concrete, Directional Symmetry Type: Isotropic, Material Display Color: Cyan, Material Notes: Modify/Show Notes.
- Material Weight and Mass:** ☒ Specify Weight Density, ☐ Specify Mass Density. Weight per Unit Volume: 23.536 kN/m³, Mass per Unit Volume: 2400 kg/m³.
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 29725 MPa, Poisson's Ratio, ν : 0.2, Coefficient of Thermal Expansion, α : 0.0000099 1/C, Shear Modulus, G: 9791.67 MPa.

Bottom Left: Material Property Design Data (Steel)

- Material Name and Type:** Material Name: BJ 41, Material Type: Steel, Isotropic.
- Design Properties for Steel Materials:** Minimum Yield Stress, F_y : 250 MPa, Minimum Tensile Strength, F_u : 410 MPa, Effective Yield Stress, F_{ye} : 375 MPa, Effective Tensile Strength, F_{ue} : 410 MPa.

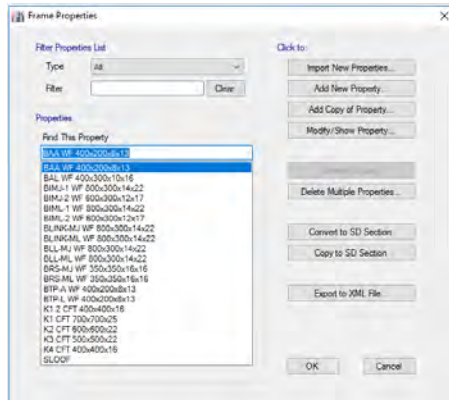
Bottom Right: Material Property Design Data (Concrete)

- Material Name and Type:** Material Name: Fcv 40, Material Type: Concrete, Isotropic.
- Design Properties for Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, F'_c : 40 MPa, ☐ Lightweight Concrete, Shear Strength Reduction Factor: (empty).

Gambar 4.23 Input Form Material pada ETABS 2016

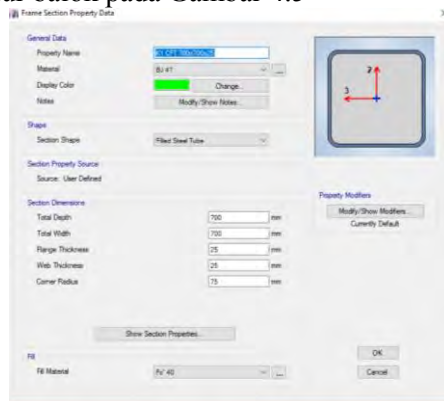
4.2.2.2 Data masukan elemen struktur

Data masukkan elemen struktur dalam permodelan ETABS 2016 adalah data elemen struktur dari kolom, balok, dan bresing. Pendefinisian data masukkan elemen struktur dapat dilihat pada Gambar 4.3

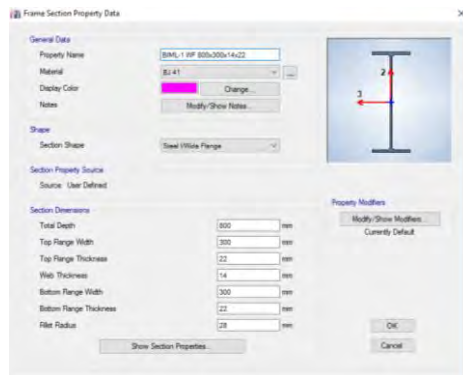


Gambar 4.24 Input Form Elemen Struktur pada ETABS 2016

Data masukkan elemen struktur kolom komposit CFT (Concrete Filled Tube) dalam permodelan ETABS 2016 adalah dengan menggunakan properties yang telah disediakan oleh ETABS 2016, dengan hasil output dilihat pada Gambar 4.4 dan elemen struktur balok pada Gambar 4.5



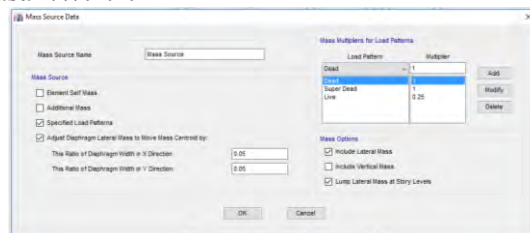
Gambar 4.25 Pemodelan Kolom CFT dalam ETABS 2016



Gambar 4.26 Pemodelan Balok Menggunakan Profil WF dalam ETABS 2016

4.2.2.3 Besaran massa

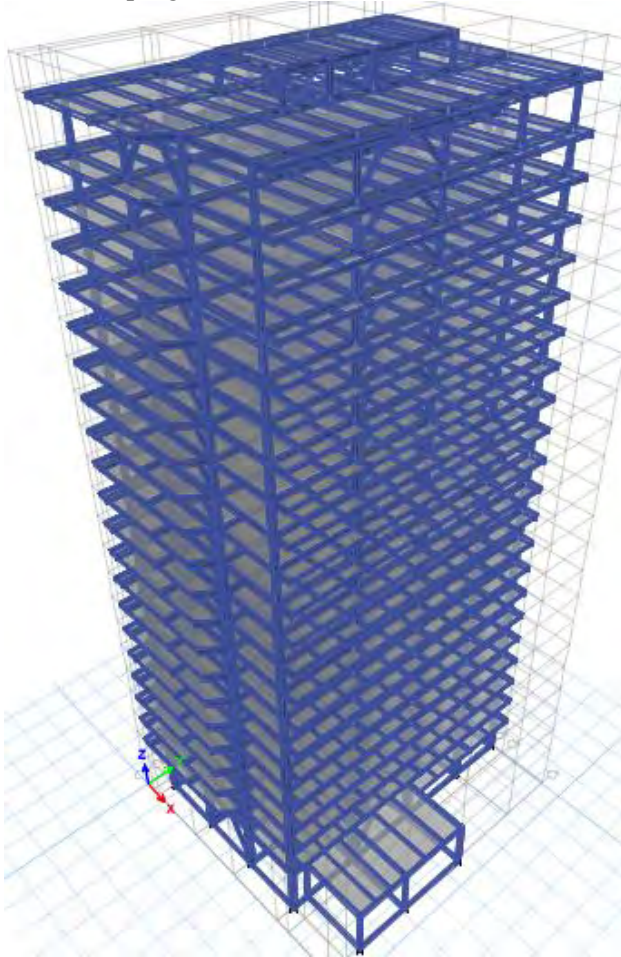
Besaran massa elemen struktur (mass source) adalah massa struktur pada ETABS 2016 yang digunakan pada perhitungan massa untuk analisa modal. Dalam peninjauan pembebanan gempa massa total struktur terdiri dari berat sendiri struktur dan beban hidup yang dikalikan dengan faktor reduksi 0,25 sesuai dengan SNI 1726-2012 pasal 7.7.2.1.



Gambar 4.27 Input Form Mass Source pada ETABS 2016.

4.2.2.4 Pemodelan struktur 3 dimensi

Berikut adalah pemodelan struktur 3 dimensi yang sudah dilakukan dalam program ETABS 2016:



Gambar 4.28 Model 3 Dimensi Struktur Perkantoran Midtown Point Jakarta

4.2.3 Pembebanan Struktur Utama

Pembebanan struktur didasarkan pada Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (SNI 1727-2013) dengan rincian sebagai berikut :

1. Beban mati (*dead load*)

Beban mati adalah seluruh bagian bangunan yang bersifat tetap yang tidak terpisahkan dari bangunan selama masa layannya. Beban mati yang dihitung pada struktur ini antara lain :

- Berat sendiri beton bertulang yang memiliki massa jenis sebesar 2400 kg/m^3
- Berat pelat bondek sebesar $10,1 \text{ kg/m}^2$
- Berat sendiri baja profil yang terpasang sebagai struktur rangka baja berupa kolom, balok, dan bresing dengan massa jenis sebesar 7850 kg/m^3 .
- Beban dinding bata ringan sebesar 100 kg/m^2
- Beban spesi sebesar 22 kg/m^2 untuk setiap ketebalan 1 cm.
- Beban *ducting plumbing* yang ditetapkan sebesar 10 kg/m^2 .
- Beban plafon dan penggantung sebesar 18 kg/m^2 .
- Beban lift adalah beban terpusat pada balok lantai teratas. Besar beban lift terlampir.

Rincian pembebanan untuk beban mati adalah sebagai berikut:

- a. Pelat atap $q_D = 370,1 \text{ kg/m}^2$
- b. Pelat lantai apartemen $q_D = 394,1 \text{ kg/m}^2$

2. Beban hidup (*live load*)

Beban hidup adalah beban yang bertumpu pada bangunan yang memiliki kemungkinan untuk lepas dari bangunan tersebut. Beban hidup sudah termasuk perlengkapan ruangan dan dinding pemisah ringan (dinding partisi) yang beratnya tidak melebihi 100 kg/m^2 . Rincian pembebanan untuk beban hidup adalah sebagai berikut :

- a. Lantai atap $= 100 \text{ kg/m}^2$
- b. Lantai apartemen $= 250 \text{ kg/m}^2$

Pembebanan struktur utama akibat beban mati dan hidup dalam struktur ini di modelkan pembebanan satu arah, dimana beban didistribusikan ke plat bondeks, lalu menumpu ke balok anak dan balok anak menumpu ke balok induk, dengan input pembebanan pada ETABS 2016 dengan memilih jenis pelat deck 1 arah

3. Beban gempa (*earthquake load*)

Perhitungan beban gempa pada bangunan ini dilakukan dengan menganalisa beban gempa dinamik di Kota Jakarta. Untuk parameter gempa yang digunakan diambil dari desain spectra Indonesia.

4.2.4 Pembebanan Gempa Dinamis

Pada struktur apartemen Puncak Dharmahusada ini mempunyai jumlah lantai 22 tingkat dengan ketinggian 92 m. Perhitungan beban gempa pada struktur ini ditinjau dengan pengaruh gempa dinamik sesuai SNI 1726-2012. Analisisnya dilakukan berdasarkan analisis respon dinamik dengan parameter-parameter yang sudah ditentukan.

4.2.4.1 Penentuan klasifikasi situs

Berdasarkan hasil penelitian kondisi tanah (*soil investigation*), struktur bangunan ini termasuk kedalam kategori tanah lunak sehingga untuk pembebanan gempa digunakan Response Spectrum dengan klasifikasi tanah lunak.

Penentuan jenis tanah untuk peninjauan gempa adalah data tanah pada lapisan setebal maksimum 30 m paling atas sesuai SNI 1726 2012 pasal 5.1.

Data tanah N-SPT yang berada pada lampiran dapat dirangkum berdasarkan kedalaman per-2 m seperti yang terdapat pada Tabel 4.5

Tabel 4.5 Hasil Data Tanah Berdasarkan N-SPT

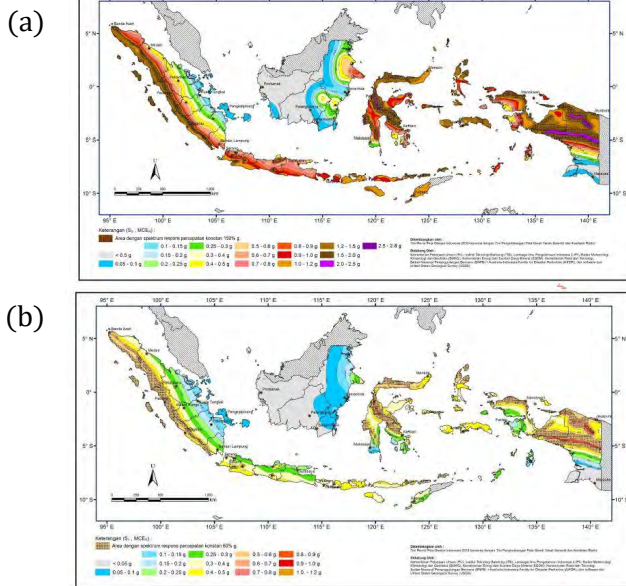
Depth (m)	N value
0	0
2	3
4	1
6	2
8	2
10	2
12	5
14	12
16	13
18	13
20	14
22	12
24	11
26	18
28	32
30	23

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} = \frac{15 \times 2}{\frac{2}{3} + \frac{2}{1} + \frac{2}{2} + \frac{2}{2} + \frac{2}{5} + \frac{2}{12} + \frac{2}{13} + \frac{2}{13} + \frac{2}{14} + \frac{2}{12} + \frac{2}{11} + \frac{2}{11} + \frac{2}{18} + \frac{2}{32} + \frac{2}{23}}$$

$$\bar{N} = 4,113 < 15 \text{ (Tanah Lunak)}$$

Dari data tersebut didapatkan bahwa lokasi gedung perkantoran Midtown Point jenis tanahnya yang akan digunakan dalam perhitungan beban gempa adalah Tanah Lunak.

4.2.4.2 Parameter respon spektrum rencana



Gambar 4.29 Peta untuk menentukan (a) perioda pendek 0,2 detik (S_s) (b) perioda 1 detik (S_1)

S_s , Gempa Maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaikan (MCER). Parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 0,2 detik dalam g, (5% redaman kritis), Kelas situs SE. Dari gambar 5.2 a untuk daerah Surabaya didapatkan nilai $S_s = 1,75$ g. S_1 , Gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaikan (MCER) parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 1 detik dalam g (5% redaman kritis), kelas situs SB. Dari gambar 5.2 b untuk wilayah Jakarta $S_1 = 0,35$ g.

4.2.4.3 Parameter Percepatan Spektrum Desain

Parameter percepatan spektra disain untuk periode pendek 0,2 detik (SDS) dan periode 1 detik (SD1) adalah sebagai berikut.

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s = 1,7 \cdot 0,7 = 1,575$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 = 2,6 \cdot 0,3 = 0,9$$

sehingga

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS} = 2/3 \cdot 1,575 = 1,05$$

$$S_{D1} = 2/3 S_{M1} = 2/3 \cdot 0,91 = 0,60$$

Untuk perioda pendek 0.2 detik (S_s) sebesar 1,75 g dan parameter respon spectral percepatan gempa terpetakan untuk perioda 1 detik (S_1) sebesar 0,3 g dengan kelas situs SE didapatkan daerah Jakarta memiliki SDS sebesar 1,05 dan SD1 sebesar 0,6.

4.2.4.4 Kategori Desain Seismik

Seperti yang telah di bahas pada subab 4.2.4.2, kategori desain seismik dibagi berdasarkan tabel 3.7 dan tabel 3.8 untuk SDS sebesar 1,05 dan SD1 sebesar 0,6 dan kategori resiko II kategori desain seismik tergolong kategori D. Untuk kategori D tipe struktur menggunakan Sistem Ganda yaitu rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris dapat dilakukan tanpa ada batasan ketinggian.

4.2.4.5 Arah pembebanan

Beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan terjadi dalam arah sembarang (tidak terduga) baik dalam arah x dan y secara bolak-balik dan periodikal. Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa rencana dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa yang arahnya tegak lurus dengan arah utama dengan efektifitas 30% sesuai SNI 1726-2012 pasal 7.5.3.

- Gempa Respon Spektrum X :
100% efektivitas untuk arah X dan 30% efektivitas arah Y
- Gempa Respon Spektrum Y :
100% efektivitas untuk arah Y dan 30% efektifitas arah X

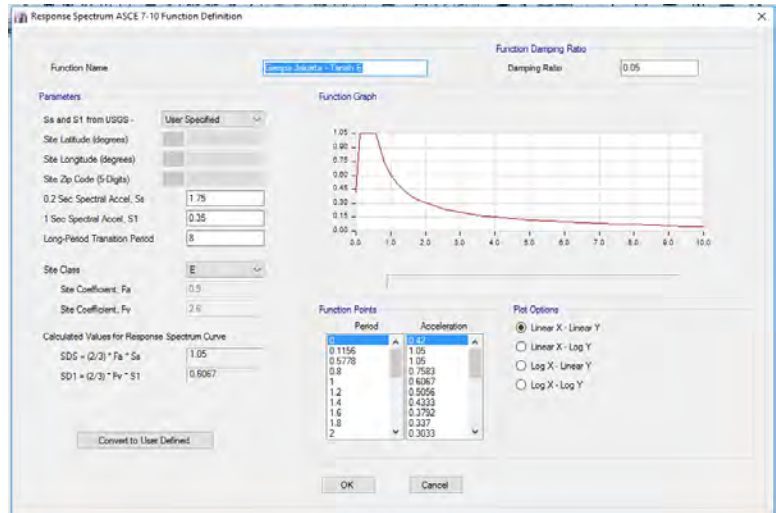
4.2.4.6 Faktor reduksi gempa (R)

Gedung ini direncanakan dengan sistem rangka bresing eksentrik (SRBE) baja. Berdasarkan tabel 9 SNI 1726-2012 didapatkan nilai faktor pembesaran defleksi (C_d) = 4, dan nilai koefisien modifikasi respon (R) = 8

4.2.4.7 Faktor keutamaan (I)

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e . Gedung ini direncanakan sebagai bangunan perkantoran. Pada tabel 1 SNI 1726-2012 bangunan ini termasuk kategori II sehingga didapat nilai $I = 1$.

Dalam input pembebanan gempa dinamis dalam ETABS 2016 dengan menggunakan option fungsi dari respon spectrum yang dapat dilihat pada Gambar 4.8 dan input *load cases* pembebanan gempa dengan meninjau faktor reduksi gempa, faktor keutamaan dan arah pembebanan (Gambar 4.31 dan 4.32)



Gambar 4.30 Grafik Respon Spektrum Situs E Jakarta

Load Case Data

General:

- Load Case Name: RS arah x
- Load Case Type: Response Spectrum
- Exclude Objects in this Group: Not Applicable
- Mass Source: Previous (Mass Source)

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Default Uniform	1.23
Acceleration	U2	Default Uniform	0.37

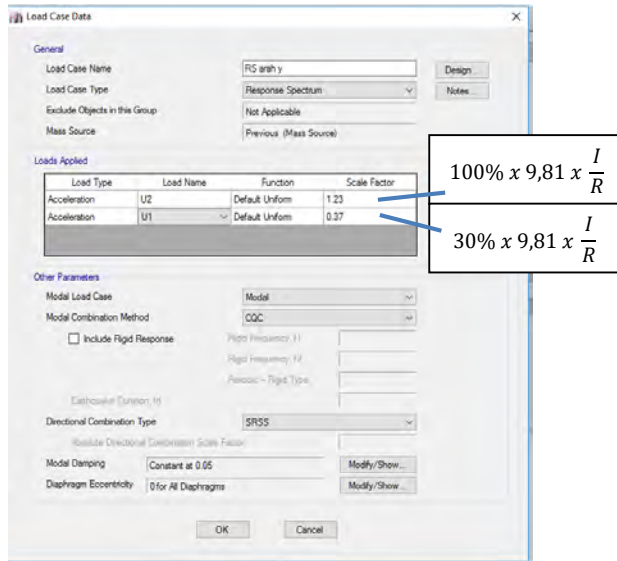
Other Parameters:

- Modal Load Case: Modal
- Modal Combination Method: CQC
- Include Rigid Response: ☐
- Earthquake Duration: SRSS
- Directional Combination Type: SRSS
- Modal Damping: Constant at 0.05
- Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

Annotations:

- 100% x 9,81 x $\frac{I}{R}$
- 30% x 9,81 x $\frac{I}{R}$

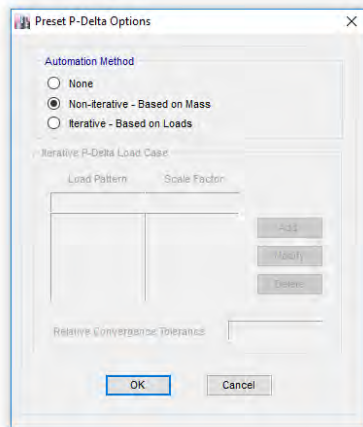
Gambar 4.31 Pembebanan Gempa Dinamis Arah X



Gambar 4.32 Pembebanan Gempa Dinamis Arah Y

4.2.4.8 Pembebanan P Delta

Karena struktur Apartement Puncak Dharmahusada mempunyai tinggi serta jumlah lantai 22 buah, sehingga mesti harus dianalisis menggunakan pengaruh P-Delta. Pengaruh P-Delta yaitu suatu gejala yang terjadi akibat beban gempa lateral menimbulkan beban lateral tambahan akibat momen guling yang terjadi oleh beban gravitasi yang titik tangkapnya menyimpang ke samping. Input pembebanan delta p dapat dilihat pada gambar 4.33



Gambar 4.33 Pembebanan P-Delta

4.2.4.9 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan diperlukan dalam sebuah perencanaan struktur bangunan. Pada saat konstruksi, tentunya beban-beban yang bekerja pada struktur hanyalah beban-beban mati saja dan beban hidup sementara akibat dari pekerja bangunan. Sedangkan pada masa layan, beban-beban hidup permanen dari aktifitas pemakai gedung dan barang-barang inventaris yang dapat bergerak di dalam gedung. Hal ini tentunya akan berdampak pada kekuatan rencana elemen struktur yang direncanakan berdasarkan kombinasi pembebanan terbesar akibat penjumlahan beban-beban yang bekerja dengan faktor beban LRFD (*Load Resistance Factor Design*).

Kombinasi pembebanan yang dipakai pada struktur gedung ini mengacu pada SNI 1726-2012 pasal 4.2.2 mengenai gempa sebagai berikut.

- 1,4 D
- 1,2 D + 1,6 L
- 1,2 D + 0,5 L ± Ex
- 1,2 D + 0,5 L ± Ey
- 0,9 D ± Ex

- $0,9 \text{ DL} \pm E_y$

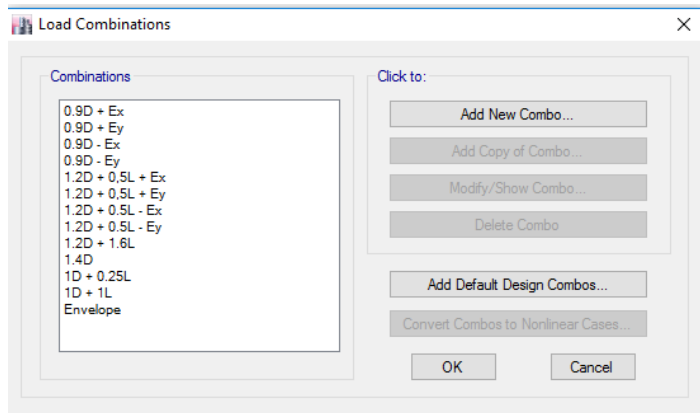
Keterangan :

D : beban mati

L : beban hidup lantai perkantoran

E : beban gempa yang dinyatakan dalam 2 arah

Dalam input kombinasi pembebanan dalam ETABS 2016 dengan menggunakan option *load combination* yang dapat dilihat pada Gambar 4.34



Gambar 4.34 Kombinasi Pembebanan

4.2.5 Kontrol Penerimaan Pemodelan Struktur

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu ETABS 2016, untuk membuktikan hasil pemodelan struktur sesuai dengan kenyataan aslinya, perlu dilakukan pengecekan dengan perhitungan manual, dengan meninjau tiap lantai yang kemudia akan diakumulasikan, dengan kombinasi D+L, hasil dari analisa ETABS 2016 harus sesuai dengan perhitungan manual dengan batasan perbedaan 5 % .

Luas Area Lantai Atap = $1171,18 \text{ m}^2$

Luas Area Lantai 3-21 = 1081.84 m^2

Luas Area Lantai 2 = 1205.99 m^2

Rincian pembebanan untuk beban mati adalah:

- a. Pelat atap = $370,1 \text{ kg/m}^2$
- b. Pelat lantai apartemen = $394,1 \text{ kg/m}^2$

Rincian pembebanan untuk beban hidup adalah:

- a. Lantai atap = 100 kg/m^2
- b. Lantai apartemen = 250 kg/m^2

Tabel 4.6 Perhitungan Beban Mati Lantai

Keterangan	Beban (Kg/m ²)	Luas (m ²)	Jumlah Lantai	Total (Kg)
Pelat Atap	370.1	1171.18	1	433453.718
Pelat Lantai 1	394.1	1205.99	1	475280.659
Pelat Lantai 2 sd 21	394.1	1081.84	19	8100709.74
Total				9009444.11

Tabel 4.7 Perhitungan Beban Mati Dinding

Keterangan	Beban (kg/m ²)	p (m)	t (m)	jumlah lantai	Total (kg)
Dinding t=4	100	138.879	4	20	1111030.128
Dinding t=5	100	138.879	5	1	69439.383
Total					1180469.511

Tabel 4.8 Perhitungan Beban Mati Balok

Keterangan	Beban (Kg/m)	P (m)	Jumlah	Total (Kg)
BIML.1 WF 700x300x14x23	191	111	12	254412
BIMJ.1 WF 700x300x14x23	191	128.4	12	294292.8
BIML.2 WF 600x300x12x17	137	111	10	152070
BIMJ.2 WF 600x300x12x17	137	128.4	10	175908
BLL-ML WF 700x300x14x23	191	30	22	126060
BLL-MJ WF 700x300x14x23	191	31.4	22	131942.8
BLINK-ML WF 700x300x14x23	191	4	22	16808
BLINK-MJ WF 700x300x14x23	191	4	22	16808
BAL WF 400x300x10x16	107	211.9	22	498812.6
BTL WF 400x200x10x16	107	96.45	12	123841.8
BRS WF 350x350x16x16	131	48.64	22	140180.48
Total				1931136.5

Tabel 4.9 Perhitungan Beban Mati Kolom

Keterangan	Beban (kg/m ³)	Luas (m ²)	t (m)	jumlah lantai	Total (kg)
Kolom K1 t=7	2400	0.45563	7	1	7654.5
Kolom K1 t=7	7850	0.03438	7	1	1888.90625
Kolom K1 t=4	2400	0.45563	4	3	13122
Kolom K1 t=4	7850	0.03438	4	3	3238.125
Kolom K2 t=4	2400	0.33408	4	6	19243.2384
Kolom K2 t=4	7850	0.02592	4	6	4882.5744
Kolom K3 t=4	2400	0.22848	4	6	13160.6784
Kolom K3 t=4	7850	0.02152	4	6	4053.6144
Kolom K4 t=4	2400	0.14746	4	5	7077.888
Kolom K4 t=4	7850	0.01254	4	5	1969.408
Kolom K4 t=5	2400	0.14746	5	1	1769.472
Kolom K4 t=5	7850	0.01254	5	1	492.352
Total					1885266.164

Total beban mati pada kolom yang ditinjau adalah sebagai berikut:

$$P \text{ total} = 9009444,11 \text{ kg} + 1180469,511 \text{ kg} + 1931136,48 \text{ kg} + 1885266,164 \text{ kg} = 14006316 \text{ kg}$$

Tabel 4.10 Perhitungan Beban Hidup

Keterangan	Beban (Kg/m ²)	Luas (m ²)	Jumlah Lantai	Total (Kg)
Pelat Atap	100	1171.18	1	117118
Pelat Lantai 1	250	1205.99	1	301498
Pelat Lantai 2 sd 21	250	1081.84	20	5409200
Total				5827816

Total beban hidup pada kolom yang ditinjau adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 P_{\text{total}} &= P_d (\text{Beban Mati}) + P_l (\text{Beban Hidup}) \\
 &= 14006316 \text{ kg} + 5827815,5 \text{ kg} = 19834131,768 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Pembebanan yang diinputkan pada ETABS haruslah mendekati yang telah di hitung secara manual sehingga pembebanan pada ETABS dapat dikatakan benar. Berikut adalah pembebanan gravitasi yang didapatkan dari ETABS.

Tabel 4.11 Beban Output Total Dari ETABS 2016

OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Kgf	Kgf	Kgf
1D + 1L	0	0	19969623

Hasil beban mati dan hidup (D+L) dari ETABS 2016 adalah 19834131,768 kg. selisih antara perhitungan manual dengan hasil output dari ETABS 2016 adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 &19969623 \text{ kg} - 19834131,7 \text{ kg} = 135492,3 \text{ kg} \\
 &(135492,3 / 19834131,7) \times 100\% = 0,683 \% < 5\% (\text{OK}) \\
 &\text{Pemodelan struktur dapat diterima (OK...!)}
 \end{aligned}$$

4.2.6 Kontrol Desain

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu ETABS 2016, hasil analisis struktur harus dikontrol terhadap suatu batasan-batasan tertentu sesuai dengan peraturan SNI 1726-2012 untuk menentukan kelayakan sistem struktur tersebut. Adapun hal-hal yang harus dikontrol adalah sebagai berikut :

- Kontrol partisipasi massa.
- Kontrol periode getar struktur.
- Kontrol nilai akhir respon spektrum.
- Kontrol batas simpangan (*drift*)
- Kontrol Sistem Ganda

Dari analisis tersebut juga diambil gaya dalam yang terjadi pada masing-masing elemen struktur untuk dilakukan pengecekan kapasitas penampang.

4.2.6.1 Kontrol partisipasi massa

Menurut SNI 1726-2012 pasal 7.9.1, bahwa perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90% dari massa aktual dari masing-masing arah

Dalam hal ini digunakan bantuan program ETABS 2016 untuk mengeluarkan hasil partisipasi massa seperti pada Tabel 5.8 berikut :

Tabel 4.12 Rasio Partisipasi Massa Perkantoran Midtown Point Jakarta

OutputCase	StepType	StepNum	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.7251	0.0001
MODAL	Mode	2	0.7252	0.737
MODAL	Mode	3	0.7324	0.7378
MODAL	Mode	4	0.897	0.7378
MODAL	Mode	5	0.897	0.9006
MODAL	Mode	6	0.898	0.9008
MODAL	Mode	7	0.9451	0.9008
MODAL	Mode	8	0.9451	0.9473
MODAL	Mode	9	0.9452	0.9473
MODAL	Mode	10	0.9668	0.9473
MODAL	Mode	11	0.9668	0.9682
MODAL	Mode	12	0.9743	0.9682

Dari tabel di atas didapat partisipasi massa arah X sebesar 94,51 % pada moda ke 7 dan partisipasi massa arah Y sebesar 90,06 % pada moda ke 5. Maka dapat disimpulkan analisis struktur yang sudah dilakukan telah memenuhi syarat yang terdapat pada SNI 1726-2012 pasal 7.9.1 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

4.2.6.2 Kontrol waktu getar alami fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 03-1726-2012, periode fundamental struktur harus ditentukan dari :

$$T = C_t \cdot h_n^x$$

Nilai T di atas adalah batas bawah periode struktur yang ditinjau. Untuk batas atas nya dikalikan dengan koefisien batas. Besarnya koefisien tersebut tergantung dari nilai S_{D1} .

Struktur apartemen Puncak Dharmahusada memiliki tinggi 92 m. Pada struktur ini digunakan sistem rangka baja dengan bresing eksentrik sehingga pada tabel 15 SNI 1726-2012 didapatkan nilai :

$$C_t = 0,0731$$

$$x = 0,75$$

$$h_n = 92 \text{ m}$$

maka :

$$T = 0,0731 \cdot 92^{0,75} = 2,171 \text{ s}$$

Nilai C_u didapat dari tabel 14 SNI 1726-2012, untuk nilai $S_{D1} = 0,607$, maka :

$$C_u \cdot T = 1,4 \cdot 2,171 = 3,04 \text{ s}$$

Dari hasil analisis ETABS 2016 periode dan frekuensi struktur dapat dilihat pada Tabel 5.9

Tabel 4.13 Periode dan Frekuensi Struktur

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec
MODAL	Mode	1	2.974	0.336
MODAL	Mode	2	2.752	0.363
MODAL	Mode	3	2.223	0.45
MODAL	Mode	4	1.042	0.96
MODAL	Mode	5	0.97	1.031
MODAL	Mode	6	0.781	1.28
MODAL	Mode	7	0.56	1.786
MODAL	Mode	8	0.523	1.913
MODAL	Mode	9	0.419	2.389
MODAL	Mode	10	0.393	2.544
MODAL	Mode	11	0.367	2.723
MODAL	Mode	12	0.294	3.402

Dari tabel di atas didapat $T = 2,974$ s. Maka berdasarkan kontrol waktu getar alami fundamental nilai T masih lebih kecil dari $C_u \cdot T$. Jadi analisis struktur apartemen Puncak Dharmahusada masih memenuhi syarat SNI 1726-2012 Pasal 7.8.2.

4.2.6.3 Kontrol nilai akhir respon spektrum

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.9.4.1, nilai akhir respon dinamik struktur gedung dalam arah yang ditetapkan tidak boleh kurang dari 85% nilai respons statik. Rumus gaya geser statik adalah :

$$V = C_s \cdot W \quad (\text{SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.1})$$

Dimana :

$$C_s = \frac{SD_s}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{1,05}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,13125$$

Nilai C_s di atas nilainya tidak perlu lebih besar dari:

$$C_s = \frac{SD_1}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,6067}{2,974\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0254$$

Maka diambil $C_s = 0,0254$

Dan C_s tidak kurang dari dari :

$$\begin{aligned} C_s &= 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e \\ &= 0,044 \cdot 1,05 \cdot 1 \\ &= 0,0462 < 0,0254 \quad (\text{Not OK...!}) \end{aligned}$$

Maka diambil $C_s = 0,0462$

Dari analisis yang sudah dilakukan, didapatkan nilai berat total struktur perkantoran Midtown Point adalah :

Tabel 4.14 Reaksi Dasar Struktur

OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Kgf	Kgf	Kgf
1D + 0.25L	8.70E-06	0	15611896

Dari tabel di atas didapat berat total struktur adalah 15611896 kg.

Maka :

$$\begin{aligned} V_{\text{statik}} &= C_s \cdot W \\ &= 0,0462 \cdot 15611896 \text{ kg} \\ &= 721269,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dari hasil analisis menggunakan program ETABS 2016 didapatkan nilai gaya geser dasar (base shear) sebagai berikut:

Tabel 4.15 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa

OutputCase	GlobalFX	GlobalFY
Text	Kgf	Kgf
RSx Max	614219.6007	207650.7025
RSy Max	201691.4264	613199.9096

Kontrol :

Untuk gempa arah X :

$$\begin{aligned} V_{\text{dinamik}} &\geq 85\% \cdot V_{\text{statik}} \\ 614219 \text{ kg} &> 85\% \cdot 721269,5 \text{ kg} \\ 614219 \text{ kg} &> 6130799,15 \text{ kg} \text{ (OK...!)} \end{aligned}$$

Untuk gempa arah Y :

$$\begin{aligned} V_{\text{dinamik}} &\geq 85\% \cdot V_{\text{statik}} \\ 613199 \text{ kg} &> 85\% \cdot 721269,5 \text{ kg} \\ 613199 \text{ kg} &> 6130799,15 \text{ kg} \text{ (OK...!)} \end{aligned}$$

Dari kontrol di atas dapat disimpulkan bahwa analisis struktur perkantoran Midtown Point Jakarta masih memenuhi persyaratan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.

4.2.6.4 Kontrol batas simpangan antar lantai (*drift*)

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni.

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 7.9.3, untuk memenuhi persyaratan simpangan digunakan rumus :

$$\Delta_i \leq \Delta_a$$

Dimana :

Δ_i = Simpangan yang terjadi

Δ_a = Simpangan ijin antar lantai

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 1 :

$$\Delta_{i1} = C_d \cdot \delta_{e1} / I$$

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 2 :

$$\Delta_{i2} = (\delta_{e2} - \delta_{e1}) \cdot C_d / I$$

Dimana :

δ_{e1} = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 1

δ_{e2} = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 2

C_d = Faktor pembesaran defleksi

I = Faktor keutamaan gedung

Untuk sistem rangka bresing eksentrik, dari tabel 9 SNI 03-1726-2012 didapatkan nilai $C_d = 4$ dan dari tabel 2 SNI 03-1726-2012 didapat nilai $I = 1$. Dari tabel 16 SNI 03-1726-2012 untuk sistem struktur yang lain simpangan antar tingkat ijinnya adalah :

$$\Delta_a = 0,020 \cdot h_{sx}$$

Dimana :

h_{sx} = Tinggi tingkat dibawah tingkat x

a. Untuk tinggi tingkat 4 m, simpangan ijinnya adalah

$$\Delta_a = 0,020 \cdot 4$$

$$= 0,08 \text{ m}$$

$$= 80 \text{ mm}$$

b. Untuk tinggi tingkat 5 m, simpangan ijinnya adalah

$$\Delta_a = 0,020 \cdot 5$$

$$= 0,01 \text{ m}$$

$$= 100 \text{ mm}$$

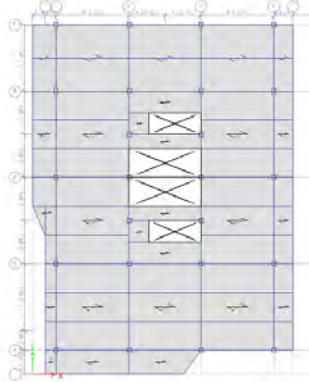
c. Untuk tinggi tingkat 7 m, simpangan ijinnya adalah

$$\Delta_a = 0,020 \cdot 7$$

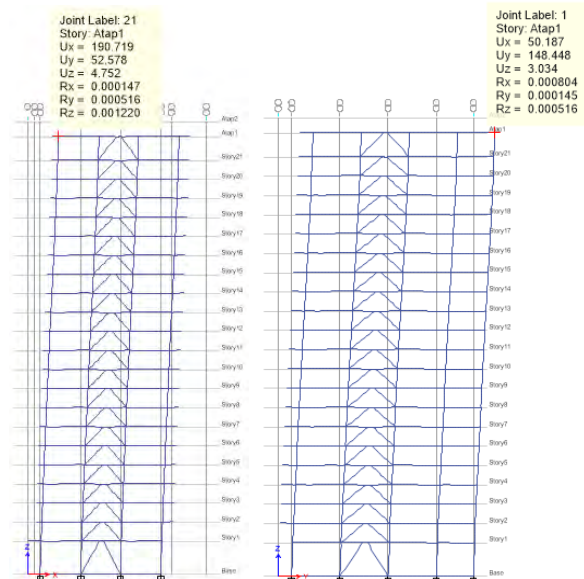
$$= 0,14 \text{ m}$$

$$= 140 \text{ mm}$$

Dari analisis akibat beban lateral (beban gempa) dengan program ETABS 2016, diperoleh nilai simpangan yang terjadi pada struktur portal yang terdapat pada Gambar :



Gambar 4.35 Peninjauan Simpangan Pada Struktur



Gambar 4.36 Simpangan Yang Terjadi Pada Struktur

Dari hasil analisis dengan program ETABS 2016, diperoleh nilai simpangan yang terjadi pada struktur dapat dilihat pada Tabel 4.16

Tabel 4.16 Simpangan Antar Lantai yang Terjadi Akibat Beban Gempa

Lantai	Tinggi Lantai	Gempa Arah X		Gempa Arah Y	
	Zi	Simpangan		Simpangan	
	(m)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)
Atap	92	190.719	52.578	50.187	148.448
22	87	183.141	50.529	48.233	142.729
21	83	176.279	48.679	46.452	137.552
20	79	168.607	46.61	44.45	131.72
19	75	160.016	44.291	42.196	125.13
18	71	151.417	41.97	39.947	118.63
17	67	142.116	39.453	37.509	111.542
16	63	132.267	36.784	34.919	104.005
15	59	121.962	33.985	32.202	96.09
14	55	111.341	31.093	29.399	87.881
13	51	101.164	28.304	26.729	80.005
12	47	92.378	25.894	24.435	73.259
11	43	83.502	23.455	22.117	66.403
10	39	74.596	21.001	19.784	59.483
9	35	65.715	18.547	17.451	52.557
8	31	56.93	16.111	15.134	45.666
7	27	48.247	13.695	12.835	38.793
6	23	40.146	11.43	10.689	32.41
5	19	32.154	9.189	8.565	26.07
4	15	24.393	7.003	6.493	19.862
3	11	16.946	4.896	4.495	13.822
2	7	9.693	2.822	2.553	7.854
1	0	0	0	0	0

Tabel 4.17 Kontrol Simpangan Arah X Akibat Beban Gempa Arah X

Lantai	Tinggi Lantai	Gempa Arah X				Ket.
	Zi	Simpangan Arah X				
	(m)	$\delta e_{(i)}$ (mm)	$\delta e_{(i)} - \delta e_{(i-1)}$ (mm)	Δ (mm)	Δa (mm)	
Atap	92	190.719	7.578	30.312	100	ok
22	87	183.141	6.862	27.448	80	ok
21	83	176.279	7.672	30.688	80	ok
20	79	168.607	8.591	34.364	80	ok
19	75	160.016	8.599	34.396	80	ok
18	71	151.417	9.301	37.204	80	ok
17	67	142.116	9.849	39.396	80	ok
16	63	132.267	10.305	41.22	80	ok
15	59	121.962	10.621	42.484	80	ok
14	55	111.341	10.177	40.708	80	ok
13	51	101.164	8.786	35.144	80	ok
12	47	92.378	8.876	35.504	80	ok
11	43	83.502	8.906	35.624	80	ok
10	39	74.596	8.881	35.524	80	ok
9	35	65.715	8.785	35.14	80	ok
8	31	56.93	8.683	34.732	80	ok
7	27	48.247	8.101	32.404	80	ok
6	23	40.146	7.992	31.968	80	ok
5	19	32.154	7.761	31.044	80	ok
4	15	24.393	7.447	29.788	80	ok
3	11	16.946	7.253	29.012	80	ok
2	7	9.693	9.693	38.772	140	ok
1	0	0	0	0	0	ok

Tabel 4.18 Kontrol Simpangan Arah Y Akibat Beban Gempa Arah Y

Lantai	Tinggi Lantai	Gempa Arah Y				Ket.
	Zi	Simpangan Arah Y				
	(m)	$\delta e_{(i)}$ (mm)	$\delta e_{(i)} - \delta e_{(i-1)}$ (mm)	Δ (mm)	Δa (mm)	
Atap	92	148.448	5.719	22.876	100	ok
22	87	142.729	5.177	20.708	80	ok
21	83	137.552	5.832	23.328	80	ok
20	79	131.72	6.59	26.36	80	ok
19	75	125.13	6.5	26	80	ok
18	71	118.63	7.088	28.352	80	ok
17	67	111.542	7.537	30.148	80	ok
16	63	104.005	7.915	31.66	80	ok
15	59	96.09	8.209	32.836	80	ok
14	55	87.881	7.876	31.504	80	ok
13	51	80.005	6.746	26.984	80	ok
12	47	73.259	6.856	27.424	80	ok
11	43	66.403	6.92	27.68	80	ok
10	39	59.483	6.926	27.704	80	ok
9	35	52.557	6.891	27.564	80	ok
8	31	45.666	6.873	27.492	80	ok
7	27	38.793	6.383	25.532	80	ok
6	23	32.41	6.34	25.36	80	ok
5	19	26.07	6.208	24.832	80	ok
4	15	19.862	6.04	24.16	80	ok
3	11	13.822	5.968	23.872	80	ok
2	7	7.854	7.854	31.416	140	ok
1	0	0	0	0	0	ok

Dari hasil kontrol tabel di atas maka analisis struktur apartemen Puncak Dharmahusada memenuhi persyaratan sesuai dengan SNI 1726-2012 Pasal 7.9.3 dan Pasal 7.12.1.

4.2.6.5 Kontrol Sistem Ganda

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.2.5.1, Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) harus memikul minimum 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa tersebut. Berikut total reaksi perletakan SRPM dan SRBE

Tabel 4.19 Reaksi Perletakan dan Persentase Gaya Geser yang Dipikul akibat Gempa Arah X dan Arah Y

Pemikul Gaya Geser	Gempa X		Gempa Y	
	Kg	%	Kg	%
SRBE	353156.82	55.06	359864.85	56.60
SRPM	288212.13	44.94	275936.27	43.40
Total	641368.95	100.00	635801.12	100.00

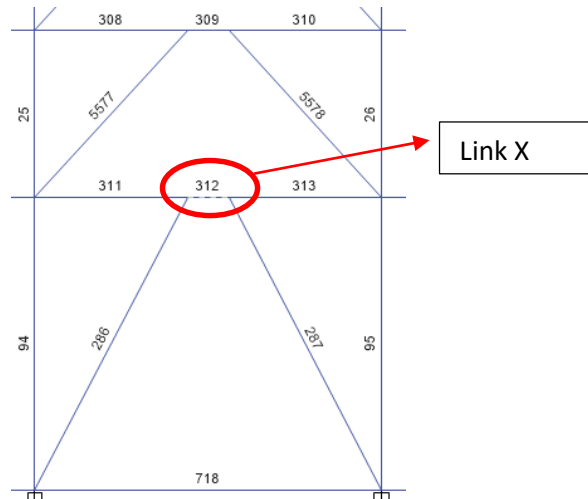
Dari hasil perhitungan diatas, dapat dilihat bahwa persentase total dari SRPM memiliki nilai **lebih besar** dari 25%, sehingga konfigurasi struktur gedung telah memenuhi syarat sebagai struktur sistem ganda berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.2.5.1.

4.3 Perencanaan Struktur Primer

4.3.1 Link

4.3.1.1 Link arah x

Pada perhitungan link arah x, diambil link yang memiliki gaya dalam maksimum yaitu batang nomor 312 pada lantai 1.

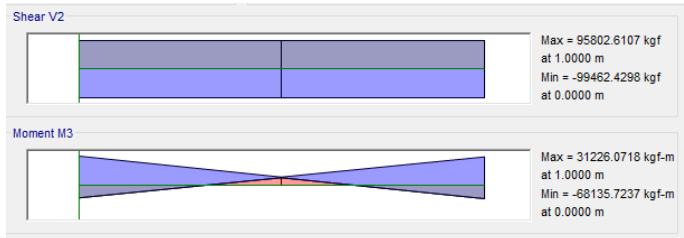


Gambar 4.37 Denah Link untuk Arah X

Untuk link arah X digunakan profil WF 700 x 300 x 13 x 23 dengan data profil sebagai berikut :

d	= 700 mm	I _x	= 201000 cm ⁴
b _f	= 300 mm	I _y	= 10800 cm ⁴
t _w	= 13 mm	i _x	= 29,3 cm
t _f	= 23 mm	i _y	= 6,78 cm
A	= 235,5 cm ²	S _x	= 5760 cm ³
r	= 28 mm	S _y	= 722 cm ³
h	= 596 mm	Z _x	= 6249 cm ³
f _y	= 250 Mpa	Z _y	= 1108 cm ³

Dari hasil output ETABS 2016 untuk link arah x didapat gaya dalam maksimum sebagai berikut :



Gambar 4.38 Hasil Output Gaya Dalam Pada Link Arah X

$$N_u = -4479,4 \text{ kg}$$

$$V_u = -99462,4 \text{ kg}$$

$$M_u = -68135,72 \text{ kg.m}$$

$$\Delta e = 9,693 \text{ mm (drift antar lantai pada lantai 1)}$$

a. Menentukan Jenis Link

$$M_p = Z_x \cdot f_y$$

$$= 6249 \times 2500 = 15622500 \text{ kg.cm}$$

$$V_p = 0,6 \times f_y \times (d - 2tf) \times t_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (70 - 2 \cdot 2,4) \times 1,3 = 127140 \text{ Kg}$$

$$e = 1,6 \times \frac{M_p}{V_p} = 1,6 \times \frac{15622500}{127140} = 196,6 \text{ cm} > 100 \text{ cm}$$

Termasuk link geser

b. Kontrol penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2 \cdot tf} = \frac{300}{2 \cdot 14} = 6,25$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,751$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang sayap kompak)}$$

- Pelat badan

$$\begin{aligned} N_y &= A_g \times f_y \\ &= 235,5 \times 2500 \\ &= 588750 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\frac{N_u}{\phi N_y} = \frac{4479,43}{0,9 \times 588750} = 0,008 < 0,125$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{596}{13} = 45,842$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{f_y}} \left[1 - 1,54 \frac{N_u}{\phi N_y} \right]$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{250}} [1 - 1,54 \times 0,008] = 85,206$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang badan kompak)}$$

- Cek Kapasitas Penampang

$$\begin{aligned} 0,15 N_y &= 0,15 \cdot 588750 \\ &= 88312,5 \text{ kg} > N_u = 4479,43 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Maka berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.5, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana link tidak diperhitungkan.

- c. Kontrol kuat geser

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.4 kuat geser nominal link diambil yang terkecil dari V_p atau $2M_p/e$.

V_n = diambil nilai terkecil dari V_p atau $2M_p/e$.

$$\frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 15622500}{100} = 312450 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} V_p &= 0,6 \times f_y \times (d - 2t_f) \times t_w \\ &= 0,6 \times 2500 \times (70 - 2 \cdot 2,4) \times 1,3 = 127140 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$V_n = V_p = 127140 \text{ Kg}$$

- Cek Kapasitas Penampang

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$99462,4 \text{ kg} \leq 0,9 \times 127140 \text{ kg}$$

$$99462,4 \text{ kg} \leq 114426 \text{ kg} \quad (\text{OK!})$$

- d. Kontrol sudut rotasi link

$$\text{Sudut rotasi link untuk } e = 1,6 \frac{Mp}{Vp}$$

$$\text{maka } \alpha \text{ maks} = 0,08 \text{ radian}$$

$$\Delta = Cd \times \Delta e = 4 \times 9,693 = 38,772 \text{ mm} = 3,877 \text{ cm}$$

$$\alpha = \left(\frac{L}{e} \right) \times \phi = \left(\frac{830}{100} \right) \times \left(\frac{3,877}{700} \right) = 0,0459 \text{ radian}$$

$$\alpha < \alpha \text{ maks} \quad (\text{OK...!})$$

4.3.1.2 Pengaku *link* arah x

Di titik pertemuan dengan batang bresing, pada Link harus dipasang pengaku setinggi badan Link dan berada di kedua sisi pelat badan Link. Pengaku tersebut harus mempunyai lebar total tidak kurang dari $(bf - 2tw)$ dan ketebalan yang tidak kurang dari nilai terbesar dari $0,75tw$ atau 10 mm, dengan bf dan tw adalah lebar pelat sayap dan tebal pelat badan Link.

Untuk panjang link $< 1,6 \cdot Mp / Vp$, maka pengaku antara dipasang dengan spasi :

Untuk $\alpha = 0,08 \text{ radian}$

$$S = 30 \cdot tw - d / 5 = 30 \cdot 1,3 - 70 / 5 = 25 \text{ cm}$$

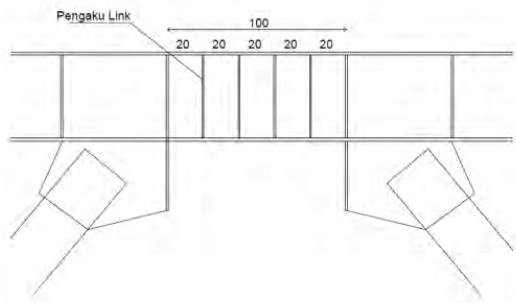
Untuk $\alpha = 0,02 \text{ radian}$

$$S = 52 \cdot tw - d / 5 = 52 \cdot 1,3 - 70 / 5 = 53,6 \text{ cm}$$

Untuk $\alpha = 0,0508 \text{ radian}$, digunakan interpolasi

$$S = 20 + \left(\left(\frac{0,0459 - 0,02}{0,08 - 0,02} \right) \cdot (53,6 - 25) \right) = 20,044 \text{ cm}$$

Dipasang pengaku antara dengan jarak 20 cm.



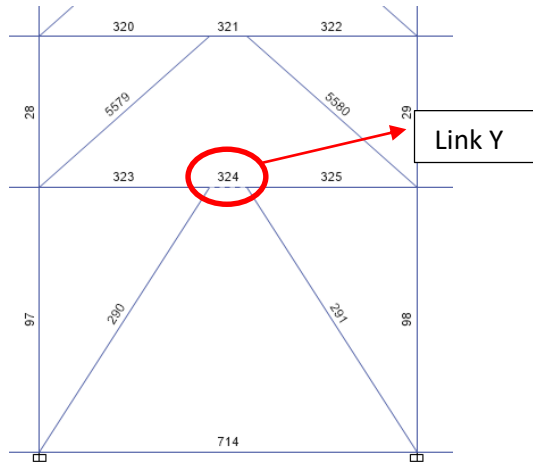
Gambar 4.39 Jarak Pengaku Pada Link Arah X

Tabel 4.20 Tabel Rekapitulasi Link Arah X

Tipe	Jenis Baja	Dimensi	Jarak Pengaku (cm)	Keterangan
Link 1	BJ 41	WF 700x300x14x23	20	Lantai 1-12
Link 2	BJ 41	WF 600x300x11x17	20	Lantai 13-22

4.3.1.3 Link arah y

Pada perhitungan link arah y, diambil link yang memiliki gaya dalam maksimum yaitu batang nomor 710.

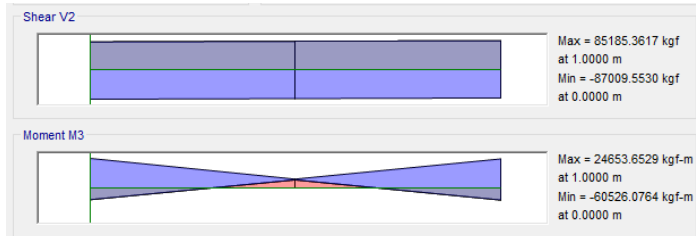


Gambar 4.40 Denah Link untuk Arah Y

Untuk link arah Y digunakan profil WF 700 x 300 x 13 x 23 dengan data profil sebagai berikut :

d	= 700 mm	I _x	= 201000 cm ⁴
b _f	= 300 mm	I _y	= 10800 cm ⁴
t _w	= 13 mm	i _x	= 29,3 cm
t _f	= 23 mm	i _y	= 6,78 cm
A	= 235,5 cm ²	S _x	= 5760 cm ³
r	= 28 mm	S _y	= 722 cm ³
h	= 596 mm	Z _x	= 6249 cm ³
f _y	= 250 Mpa	Z _y	= 1108 cm ³

Dari hasil output ETABS 2016 untuk link arah y didapat gaya dalam sebagai berikut :



Gambar 4.41 Hasil Output Gaya Dalam Pada Link Arah Y

$$\begin{aligned}
 N_u &= -2121 \text{ kg} \\
 V_u &= -87009,5 \text{ kg} \\
 M_u &= -60526 \text{ kg.m} \\
 \Delta e &= 7,854 \text{ mm (drift pada lantai 1)}
 \end{aligned}$$

a. Menentukan Jenis Link

$$\begin{aligned}
 M_p &= Z_x \cdot f_y \\
 &= 6249 \times 2500 = 15622500 \text{ kg.cm} \\
 V_p &= 0,6 \times f_y \times (d - 2t_f) \times t_w \\
 &= 0,6 \times 2500 \times (70 - 2 \cdot 2,4) \times 1,3 = 127140 \text{ Kg} \\
 e &= 1,6 \times \frac{M_p}{V_p} = 1,6 \times \frac{15622500}{127140} = 196,6 \text{ cm} > 100 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Termasuk link geser

b. Kontrol penampang

- Pelat sayap

$$\begin{aligned}
 \lambda &= \frac{bf}{2 \cdot t_f} = \frac{300}{2 \cdot 14} = 6,25 \\
 \lambda_p &= \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,751 \\
 \lambda &< \lambda_p \text{ (penampang sayap kompak)}
 \end{aligned}$$

- Pelat badan

$$\begin{aligned} N_y &= A_g \times f_y \\ &= 235,5 \times 2500 \\ &= 588750 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\frac{N_u}{\phi N_y} = \frac{2121}{0,9 \times 588750} = 0,004 < 0,125$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{596}{13} = 45,84$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{f_y}} \left[1 - 1,54 \frac{N_u}{\phi N_y} \right]$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{250}} [1 - 1,54 \times 0,004] = 85,79$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang badan kompak)}$$

- Cek Kapasitas Penampang

$$\begin{aligned} 0,15 N_y &= 0,15 \cdot 588750 \\ &= 88312,5 \text{ kg} > N_u = 2121 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Maka berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.5, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana link tidak diperhitungkan.

- c. Kontrol kuat geser

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.4 kuat geser nominal link diambil yang terkecil dari V_p atau $2M_p/e$.

V_n = diambil nilai terkecil dari V_p atau $2M_p/e$.

$$\frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 15622500}{100} = 312450 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} V_p &= 0,6 \times f_y \times (d - 2tf) \times t_w \\ &= 0,6 \times 2500 \times (70 - 2 \cdot 2,4) \times 1,3 = 127140 \text{ Kg} \\ V_n &= V_p = 127140 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Cek Kapasitas Penampang

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$87009,5 \text{ kg} \leq 0,9 \times 127140 \text{ kg}$$

$$87009,5 \text{ kg} \leq 114426 \text{ kg} \quad (\text{OK!})$$

- d. Kontrol sudut rotasi link

$$\text{Sudut rotasi link untuk } e = 1,6 \frac{Mp}{Vp}$$

$$\text{maka } \alpha \text{ maks} = 0,08 \text{ radian}$$

$$\Delta = Cd \times \Delta e = 4 \times 7,854 = 31,416 \text{ mm} = 3,141 \text{ cm}$$

$$\alpha = \left(\frac{L}{e} \right) \times \phi = \left(\frac{830}{100} \right) \times \left(\frac{3,141}{700} \right) = 0,0448 \text{ radian}$$

$$\alpha < \alpha \text{ maks} \quad (\text{OK...!})$$

4.3.1.4 Pengaku link arah y

Di titik pertemuan dengan batang bresing, pada Link harus dipasang pengaku setinggi badan Link dan berada di kedua sisi pelat badan Link. Pengaku tersebut harus mempunyai lebar total tidak kurang dari $(bf - 2tw)$ dan ketebalan yang tidak kurang dari nilai terbesar dari $0,75tw$ atau 10 mm, dengan bf dan tw adalah lebar pelat sayap dan tebal pelat badan Link.

Untuk panjang link $< 1,6 \cdot Mp / Vp$, maka pengaku antara dipasang dengan spasi :

Untuk $\alpha = 0,08$ radian

$$S = 30 \cdot tw - d / 5 = 30 \cdot 1,3 - 70 / 5 = 25 \text{ cm}$$

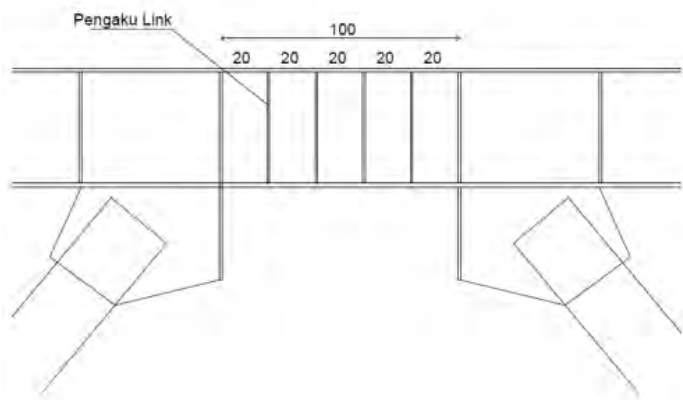
Untuk $\alpha = 0,02$ radian

$$S = 52 \cdot tw - d / 5 = 52 \cdot 1,3 - 70 / 5 = 53,6 \text{ cm}$$

Untuk $\alpha = 0,0508$ radian, digunakan interpolasi

$$S = 20 + \left(\frac{0,0448 - 0,02}{0,08 - 0,02} \right) \cdot (53,6 - 25) = 20,042 \text{ cm}$$

Dipasang pengaku antara dengan jarak 20 cm.



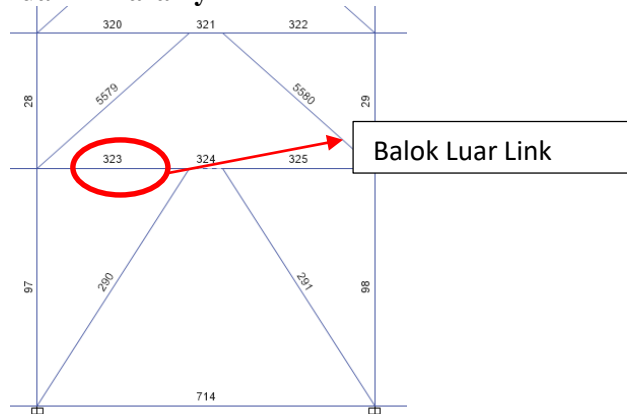
Gambar 4.42 Jarak Pengaku Pada Link Arah Y

Tabel 4.21 Tabel Rekapitulasi Link Arah Y

Tipe	Jenis Baja	Dimensi	Jarak Pengaku (cm)	Keterangan
Link 1	BJ 41	WF 700x300x14x23	20	Lantai 1-12
Link 2	BJ 41	WF 600x300x11x17	20	Lantai 13-22

4.3.2 Balok diluar link

4.3.2.1 Balok diluar link arah y



Gambar 4.43 Denah Balok Diluar Link untuk Arah Y

Balok diluar link arah x digunakan profil WF 700 x 300 x 13 x 23 dengan data profil sebagai berikut :

d	= 700 mm	I _x	= 201000 cm ⁴
bf	= 300 mm	I _y	= 10800 cm ⁴
tw	= 13 mm	i _x	= 29,3 cm
tf	= 23 mm	i _y	= 6,78 cm
A	= 235,5 cm ²	S _x	= 5760 cm ³
r	= 28 mm	S _y	= 722 cm ³
h	= 596 mm	Z _x	= 6249 cm ³
f _y	= 250 Mpa	Z _y	= 1108 cm ³

Berdasarkan SNI 1729 pasal 15.13.6.2 Kuat perlu dan kuat rencana geser balok yang terletak di luar link diambil berdasarkan profil link terpasang untuk menjamin link adalah elemen terlemah dalam struktur dengan perumusan sebagai berikut :

a. Kuat perlu

Kuat perlu balok yang terletak di luar link harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan oleh paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal link sebesar $R_y \cdot V_n$

$$V_u = 1.1 R_y V_n$$

V_n = diambil nilai terkecil dari V_p atau $2M_p/e$.

$$\frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 15622500}{100} = 312450 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} V_p &= 0,6 \times f_y \times (d - 2(tf + r)) \times t_w \\ &= 0,6 \times 2500 \times (70 - 2(2,4 + 2,8)) \times 1,3 = 127140 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$V_n = V_p = 127140 \text{ Kg}$$

$$V_u = 1.1 \times 1,5 \times 127140 = 209781 \text{ kg}$$

b. Kuat rencana

Kuat rencana geser balok diluar link ini dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan butir 8 dan mengalikanya dengan faktor R_y

c. Kontrol penampang

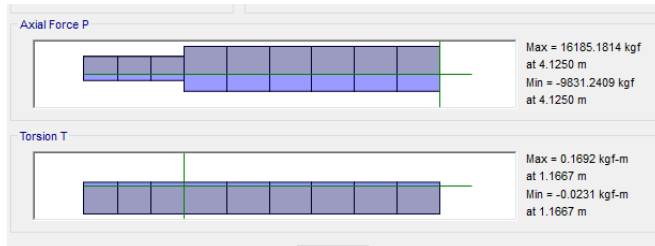
- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2(24)} = 6,25$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,751$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang sayap kompak)}$$

- Pelat badan



Gambar 4.44 Hasil Output Aksial Balok Diluar Link Arah Y

$N_u = 16185,18 \text{ kg}$ (dari hasil output ETABS 2016)

$$\begin{aligned} N_y &= A_g \times f_y \\ &= 235,5 \times 2500 \\ &= 588750 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\frac{N_u}{\phi N_y} = \frac{16185,1}{0,9 \times 588750} = 0,03 < 0,125$$

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{596}{13} = 45,84$$

$$\lambda_p = \frac{500}{\sqrt{f_y}} \left[2,33 - \frac{N_u}{\phi N_y} \right] > \frac{665}{\sqrt{f_y}}$$

$$\lambda_p = \frac{500}{\sqrt{250}} [2,33 - 0,03] > \frac{665}{\sqrt{250}}$$

$$\lambda_p = 72,715 > 49,428$$

$$\lambda_p = 72,715$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang badan kompak)}$$

- Kapasitas momen penampang

Penampang kompak $\rightarrow M_n = M_p$

$$M_p = Z_x \cdot f_y$$

$$= 6249 \times 2500 = 15622500 \text{ kg.cm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 15622500 = 14060250 \text{ Kg.cm}$$

- d. Kapasitas geser penampang

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{596}{14} = 45,846$$

$$a = \frac{L - e}{2} = \frac{1000 - 100}{2} = 335 \text{ cm}$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{450}{59,6}\right)^2} = 5,087$$

$$1,1 \sqrt{\frac{k_n \times E}{f_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5,087 \times 2000000}{2500}} = 70,177$$

$$\lambda \leq 1,1 \sqrt{\frac{k_n \times E}{f_y}}$$

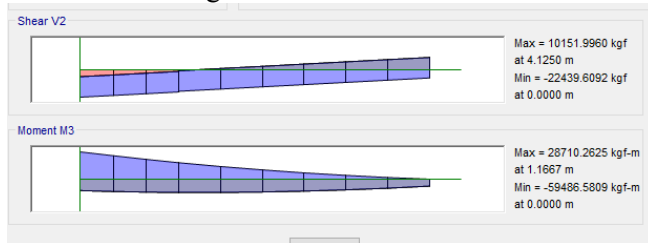
$$45,846 \leq 70,177 \text{ (Plastis)}$$

$$\phi V_n = 0,9 \times R_y \times 0,6 \times f_y \times h \times t_w$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 1,5 \times 0,6 \times 2500 \times 59,6 \times 1,3$$

$$\phi V_n = 184275 \text{ kg}$$

e. Kontrol interaksi geser lentur



Gambar 4.45 Hasil Output Moment Balok Diluar Link Arah y

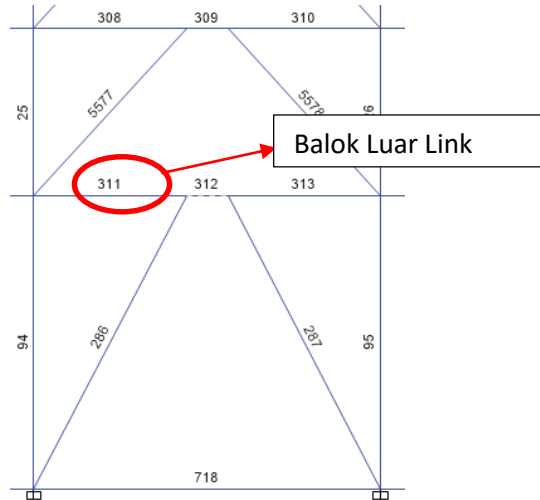
$$Mu = 5948658 \text{ Kg.cm}$$

$$\frac{Mu}{\phi Mn} + 0,625 \frac{Vu}{\phi Vn} \leq 1,375$$

$$\frac{5948658}{14060250} + 0,625 \frac{209781}{184275} \leq 1,375$$

$$1,134 \leq 1,375 \text{ (OK...!)}$$

4.3.2.2 Balok diluar link arah X



Gambar 4.46 Denah Balok Diluar Link untuk Arah X

Balok diluar link arah x digunakan profil WF 700 x 300 x 13 x 23 dengan data profil sebagai berikut :

d	= 700 mm	I _x	= 201000 cm ⁴
bf	= 300 mm	I _y	= 10800 cm ⁴
tw	= 13 mm	i _x	= 29,3 cm
tf	= 23 mm	i _y	= 6,78 cm
A	= 235,5 cm ²	S _x	= 5760 cm ³
r	= 28 mm	S _y	= 722 cm ³
h	= 596 mm	Z _x	= 6249 cm ³
f _y	= 250 Mpa	Z _y	= 1108 cm ³

Berdasarkan SNI 1729 pasal 15.13.6.2 Kuat perlu dan kuat rencana geser balok yang terletak di luar link diambil berdasarkan profil link terpasang untuk menjamin link adalah elemen terlemah dalam struktur dengan perumusan sebagai berikut :

a. Kuat perlu

Kuat perlu balok yang terletak di luar link harus ditentukan berdasarkan gaya geser yang ditimbulkan oleh paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal link sebesar $R_y \cdot V_n$

$$V_u = 1.1 R_y V_n$$

V_n = diambil nilai terkecil dari V_p atau $2M_p/e$.

$$\frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 15622500}{100} = 312450 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} V_p &= 0,6 \times f_y \times (d - 2(tf + r)) \times t_w \\ &= 0,6 \times 2500 \times (70 - 2(2,4 + 2,8)) \times 1,3 = 127140 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$V_n = V_p = 127140 \text{ Kg}$$

$$V_u = 1.1 \times 1,5 \times 127140 = 209781 \text{ kg}$$

b. Kuat rencana

Kuat rencana geser balok diluar link ini dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan butir 8 dan mengalikanya dengan faktor R_y

c. Kontrol penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2(24)} = 6,25$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,751$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang sayap kompak)}$$

- Pelat badan



Gambar 4.47 Hasil Output Aksial Balok Diluar Link Arah X

$N_u = 21491,29 \text{ kg}$ (dari hasil output ETABS 2016)

$$\begin{aligned} N_y &= A_g \times f_y \\ &= 235,5 \times 2500 \\ &= 588750 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\frac{N_u}{\phi N_y} = \frac{21491,29}{0,9 \times 588750} = 0,04 < 0,125$$

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{596}{13} = 45,84$$

$$\lambda_p = \frac{500}{\sqrt{f_y}} \left[2,33 - \frac{N_u}{\phi N_y} \right] > \frac{665}{\sqrt{f_y}}$$

$$\lambda_p = \frac{500}{\sqrt{250}} [2,33 - 0,04] > \frac{665}{\sqrt{250}}$$

$$\lambda_p = 72,398 > 49,428$$

$$\lambda_p = 72,398$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang badan kompak)}$$

- Kapasitas momen penampang

Penampang kompak $\rightarrow M_n = M_p$

$$M_p = Z_x \cdot f_y$$

$$= 6249 \times 2500 = 15622500 \text{ kg.cm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 15622500 = 14060250 \text{ Kg.cm}$$

- d. Kapasitas geser penampang

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{596}{14} = 45,846$$

$$a = \frac{L - e}{2} = \frac{830 - 100}{2} = 365 \text{ cm}$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{365}{59,6}\right)^2} = 5,133$$

$$1,1 \sqrt{\frac{k_n \times E}{f_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5,133 \times 2000000}{2500}} = 70,49$$

$$\lambda \leq 1,1 \sqrt{\frac{k_n \times E}{f_y}}$$

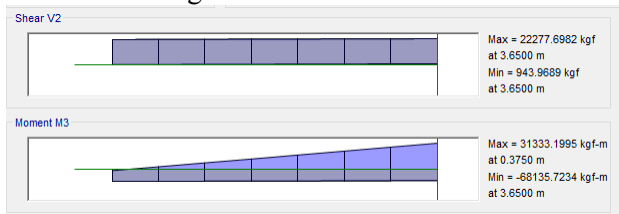
$$45,846 \leq 70,49 \text{ (Plastis)}$$

$$\phi V_n = 0,9 \times R_y \times 0,6 \times f_y \times h \times t_w$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 1,5 \times 0,6 \times 2500 \times 59,6 \times 1,3$$

$$\phi V_n = 184275 \text{ kg}$$

e. Kontrol interaksi geser lentur



Gambar 4.48 Hasil Output Moment Balok Diluar Link Arah y

$M_u = 6813572 \text{ Kg.cm}$

$$\frac{M_u}{\phi M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1,375$$
$$\frac{6813572}{14060250} + 0,625 \frac{209781}{184275} \leq 1,375$$

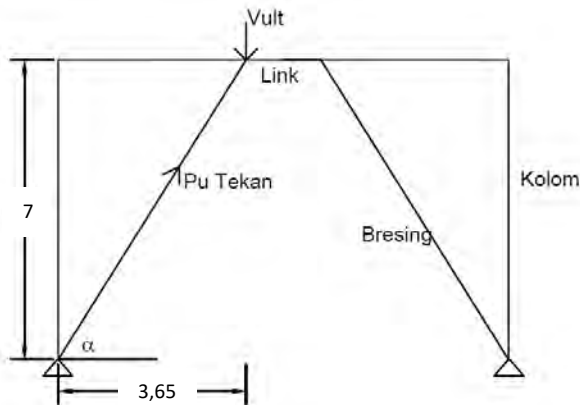
$1,196 \leq 1,375 \text{ (OK...!)}$

Tabel 4.22 Tabel Rekapitulasi Balok Luar Link

Tipe	Jenis Baja	Dimensi	Keterangan
BLL-1	BJ 41	WF 700x300x14x23	Lantai 1-12
BLL-2	BJ 41	WF 600x300x11x17	Lantai 13-22
BLL-1	BJ 41	WF 700x300x14x23	Lantai 1-12
BLL-2	BJ 41	WF 600x300x11x17	Lantai 13-22

4.3.3 Bresing

4.3.3.1 Bresing arah X



Gambar 4.49 Denah Bresing untuk Arah X

Bresing arah x digunakan profil WF 500 x 300 x 11 x 15 dengan data profil sebagai berikut :

d	= 482 mm	I _x	= 60400 cm ⁴
bf	= 300 mm	I _y	= 6760 cm ⁴
tw	= 11 mm	i _x	= 20,4 cm
tf	= 15 mm	i _y	= 6,82 cm
Ag	= 145,5 cm ²	S _x	= 2500 cm ³
r	= 26 mm	S _y	= 451 cm ³
h	= 400 mm	Z _x	= 2663 cm ³
f _y	= 250 Mpa	Z _y	= 689 cm ³

Berdasarkan SNI 1729 pasal 15.13.6.1 Kuat kombinasi aksial dan lentur perlu batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang di timbulkan oleh link yaitu sebesar $1,25 \times R_y \times V_n$ yang bertujuan untuk menjamin link adalah elemen terlemah dalam struktur dengan perumusan sebagai berikut

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,25 \cdot R_y \cdot V_n \\
 &= 1,25 \cdot 1,5 \cdot 127140 \\
 &= 238387,5 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Pu tekan} &= \frac{V_u}{\sin \alpha} \\
 &= \frac{238387,5}{\sin 46,05} \\
 &= 331094,17 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Pu tarik} &= \frac{V_u}{\sin \alpha} \\
 &= \frac{238387,5}{\sin 46,05} \\
 &= 331094,17 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

a. Kontrol penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \cdot 15} = 10$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{f_y}} = 15,81$$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow$ Penampang tidak langsing

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{400}{11} = 36,36$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{f_y}} = 42,06$$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow$ Penampang tidak langsing

b. Kontrol kekuatan bresing

$$\text{Panjang bresing } L = \sqrt[2]{415^2 + 400^2} = 576,38 \text{ cm}$$

$$\text{Arah X} \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{576,38 \cdot 1}{20,4} = 28,254$$

$$\text{Arah Y} \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{576,38 \cdot 1}{6,82} = 84,514$$

$$\lambda_y \rightarrow \lambda = 84,514$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{84,514}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{250}{200000}} = 0,951$$

$$0,25 < \lambda < 1,2 \text{ maka:}$$

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot \lambda_c} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot 0,951} = 1,485$$

c. Kontrol Bressing tarik

$$P_{\max} = R_y \cdot F_y \cdot A_g$$

$$= 1,5 \cdot 2500 \cdot 145,5 = 545625 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0,90 \times 545625 \text{ kg} = 491062,5 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u \rightarrow 491062,5 \text{ kg} > 331094,173 \text{ kg (OK)}$$

d. Kontrol Bressing tekan

$$P_{\max} = 1,1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot A_g / F_{cr}$$

$$= 1,1 \cdot 1,5 \cdot 2500 \cdot 145,5 / 1,49$$

$$= 404076,13 \text{ kg}$$

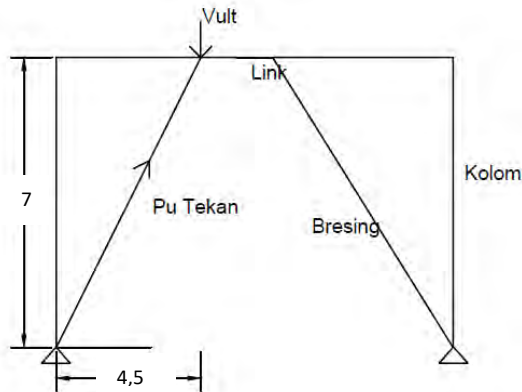
$$\phi_c P_n = 0,85 \times 404076,13 \text{ kg} = 343464,71 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u \rightarrow 343464,71 \text{ kg} > 331094,173 \text{ kg (OK)}$$

Tabel 4.23 Tabel Rekapitulasi Bressing Arah X

Tipe	Jenis Baja	Dimensi	Keterangan
Type 1	BJ 41	WF 500x300x11x15	Lantai 1-12
Type 2	BJ 41	WF 300x300x9x14	Lantai 13-22

4.3.3.2 Bresing arah Y



Gambar 4.50 Denah Bresing untuk Arah Y

Bresing arah x digunakan profil WF 500 x 300 x 11 x 15 dengan data profil sebagai berikut :

d	= 482 mm	I _x	= 60400 cm ⁴
bf	= 300 mm	I _y	= 6760 cm ⁴
tw	= 11 mm	i _x	= 20,4 cm
tf	= 15 mm	i _y	= 6,82 cm
Ag	= 145,5 cm ²	S _x	= 2500 cm ³
r	= 26 mm	S _y	= 451 cm ³
h	= 400 mm	Z _x	= 2663 cm ³
f _y	= 250 Mpa	Z _y	= 689 cm ³

Berdasarkan SNI 1729 pasal 15.13.6.1 Kuat kombinasi aksial dan lentur perlu batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang di timbulkan oleh link yaitu sebesar $1,25 \times R_y \times V_n$ yang bertujuan untuk menjamin link adalah elemen terlemah dalam struktur dengan perumusan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,25 \cdot R_y \cdot V_n \\
 &= 1,25 \cdot 1,5 \cdot 127140 \\
 &= 238387,5 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_u \text{ tekan} &= \frac{Vu}{\sin \alpha} \\
 &= \frac{238387,5}{\sin 46,05} \\
 &= 331094,17 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_u \text{ tarik} &= \frac{Vu}{\sin \alpha} \\
 &= \frac{238387,5}{\sin 46,05} \\
 &= 331094,17 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

a. Kontrol penampang

- Pelat sayap

$$\begin{aligned}
 \lambda &= \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \cdot 15} = 10 \\
 \lambda_R &= \frac{250}{\sqrt{f_y}} = 15,81
 \end{aligned}$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$ Penampang tidak langsing

- Pelat badan

$$\begin{aligned}
 \lambda &= \frac{h}{t_w} = \frac{400}{11} = 36,36 \\
 \lambda_R &= \frac{665}{\sqrt{f_y}} = 42,06
 \end{aligned}$$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow$ Penampang tidak langsing

b. Kontrol kekuatan bresing

$$\text{Panjang bresing } L = \sqrt[2]{415^2 + 400^2} = 576,38 \text{ cm}$$

$$\text{Arah X} \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{576,38 \cdot 1}{20,4} = 28,254$$

$$\text{Arah Y} \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{576,38 \cdot 1}{6,82} = 84,514$$

$$\lambda_y \rightarrow \lambda = 84,514$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{84,514}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{250}{200000}} = 0,951$$

$0,25 < \lambda < 1,2$ maka:

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot \lambda_c} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot 0,951} = 1,485$$

c. Kontrol Bressing tarik

$$P_{\max} = R_y \cdot F_y \cdot A_g$$

$$= 1,5 \cdot 2500 \cdot 145,5 = 545625 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0,90 \times 545625 \text{ kg} = 491062,5 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u \rightarrow 491062,5 \text{ kg} > 331094,173 \text{ kg (OK)}$$

d. Kontrol Bressing tekan

$$P_{\max} = 1,1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot A_g / F_{cr}$$

$$= 1,1 \cdot 1,5 \cdot 2500 \cdot 145,5 / 1,49$$

$$= 404076,13 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0,85 \times 404076,13 \text{ kg} = 343464,71 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u \rightarrow 343464,71 \text{ kg} > 331094,173 \text{ kg (OK)}$$

Tabel 4.24 Tabel Rekapitulasi Bressing Arah Y

Tipe	Jenis Baja	Dimensi	Keterangan
Type 1	BJ 41	WF 500x300x11x15	Lantai 1-12
Type 2	BJ 41	WF 300x300x9x14	Lantai 13-22

4.3.4 Balok Induk

4.3.4.1 Balok Induk Arah X

Direncanakan balok induk arah x menggunakan balok komposit beton-baja dengan menggunakan profil WF 700 x 300 x 13 x 23 dan pelat bondek dengan data sebagai berikut :

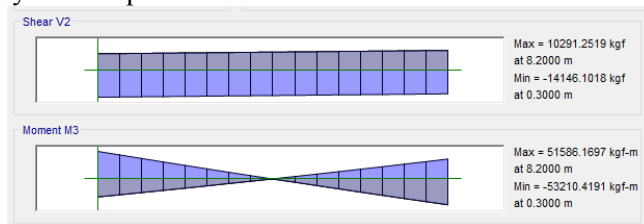
d	= 700 mm	I _x	= 201000 cm ⁴
bf	= 300 mm	I _y	= 10800 cm ⁴
tw	= 13 mm	i _x	= 29,3 cm
tf	= 23 mm	i _y	= 6,78 cm
A	= 235,5 cm ²	S _x	= 5760 cm ³
r	= 28 mm	S _y	= 722 cm ³
h	= 596 mm	Z _x	= 6249 cm ³
f _y	= 250 Mpa	Z _y	= 1108 cm ³

Dari analisis ETABS 2016, didapatkan gaya dalam yang terjadi pada balok induk memanjang adalah sebagai berikut :

- Sebelum Komposit

Sebelum komposit, beban yang bekerja adalah beban pelat beton dan pekerja saat melakukan pelaksanaan. Sementara balok belum komposit karena beton masih dalam keadaan basah

a. Gaya dalam pada balok induk



Gambar 4.51 Gaya Dalam Balok Induk Arah X Sebelum Komposit

$$M_u = -5321041 \text{ kg.cm}$$

$$= -53210,4 \text{ kg.m}$$

$$V_u = -19310 \text{ kg}$$

b. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2(24)} = 6,25$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,752$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 6,81 < 10,752 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{596}{14} = 42,57$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,25$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 42,57 < 106,25 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 6249 \\ &= 15622500 \text{ kg.cm} = 156225 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \cdot 156225$$

$$= 140602,5 \text{ kg.m} > 53210,4 \text{ kg.m (ok)}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$$\text{Panjang } L_b = 850 \text{ cm}$$

$$L_p = 337,51 \text{ cm (Dari tabel profil)}$$

$$L_r = 1000,3 \text{ cm (Dari tabel profil)}$$

$$L_p \leq L_b \leq L_r = (\text{bentang menengah})$$

- Karena bentang panjang

$$\text{maka } M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Mencari Nilai C_b

$$M_a = 2777000 \text{ kg.cm}$$

$$M_b = 92800 \text{ kg.cm}$$

$$M_c = 2777000 \text{ kg.cm}$$

$$M_{\max} = 5321041 \text{ kg.cm}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,30$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 5321041}{2,5 \times 5321041 + 3 \times 2777000 + 4 \times 92800 + 3 \times 2777000} \leq 2,30$$

$$C_b = 2,192 \leq 2,30$$

- Kapasitas Momen Penampang

$$M_p = Z_x \cdot F_y = 6249 \cdot 2500$$

$$= 156225 \text{ kg.m}$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$= 1,41 \left[156225 - (156225 - 0,7 \cdot 2500 \cdot 6410) \left(\frac{850 - 337,51}{1000,3 - 337,51} \right) \right]$$

$$= 171666,5 \text{ Kg.cm}$$

$$= 171666,5 \text{ Kg.m} \leq M_p = 156225 \text{ Kg.m}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \cdot 156225$$

$$= 140602,5 \text{ kg.m} > 53210,41 \text{ kg.m (ok)}$$

- c. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{596}{13} = 45,84$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5}{250}} = 69,57$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 45,84 < 69,57$$

$$\begin{aligned} \text{maka, } V_n &= 0,6 f_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times (59,6 \times 1,3) \times 1 = 136500 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 136500 \text{ kg}$$

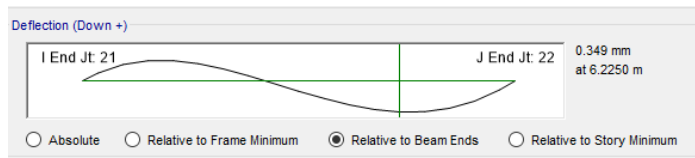
$$= 122850 \text{ kg} > 19310 \text{ kg} \dots \text{OK !}$$

d. Kontrol lendutan

$$L = 850 \text{ cm}$$

$$f_{\text{ijin}} = \frac{L}{360} = \frac{850}{360} = 3,269 \text{ cm}$$

Dari hasil analisis SAP 2000 didapatkan lendutan batang sebesar



Gambar 4.52 Lendutan Pada Balok Induk Arah X Akibat Kombinasi 1D+1LL

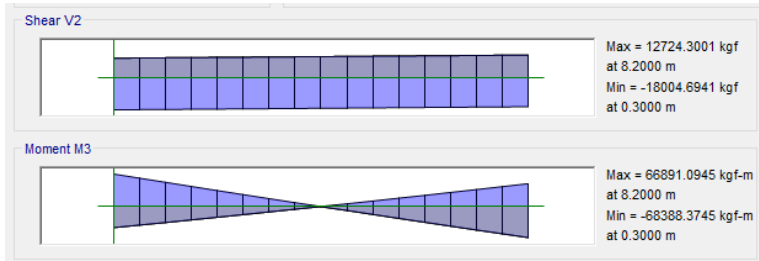
$$f^0 = 0,349 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{\text{ijin}} \rightarrow 0,349 \text{ cm} < 3,269 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

- Setelah Komposit

Saat balok sudah Komposit, gaya servis telah terjadi. Sehingga perencanaannya menggunakan beban servis dan beban lain yang ulai berkerja setelah konstruksi selesai

a. Gaya dalam pada balok induk



Gambar 4.53 Gaya Dalam Pada Balok Setelah Komposit

$$\begin{aligned} \mu_u &= 67891,09 \text{ kg.m} \\ &= 6789109 \text{ kg.cm} \\ \mu_u &= -68388,37 \text{ kg.m} \\ &= -6838837 \text{ kg.cm} \\ V_u &= -18004 \text{ kg} \end{aligned}$$

b. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2(24)} = 6,25$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,752$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 6,81 < 10,752 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{596}{14} = 42,57$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,25$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 42,57 < 106,25 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 6249 \\ &= 15622500 \text{ kg.cm} = 156225 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \cdot 156225$$

$$= 140602,5 \text{ kg.m} > 53210,4 \text{ kg.m (ok)}$$

- c. Kontrol Penampang Terhadap Gaya Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{596}{13} = 45,84$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2.10^5}{250}} = 69,57$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 45,84 < 69,57$$

$$\text{maka, } V_n = 0,6 f_y A_w C_v$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (59,6 \times 1,3) \times 1 = 136500 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 136500 \text{ kg}$$

$$= 122850 \text{ kg} > 18004 \text{ kg ... OK !}$$

- d. Desain Penampang Komposit

Direncanakan penampang balok mengalami komposit penuh. Dengan dipasat 3 stud tiap titik dengan spesifikasi sebagai berikut :

Shear Connector :

Diameter = 19 mm

Asc = 285 mm²

F_{ur} = 400 Mpa

Pelat Beton :

t = 12 cm

w_r = 168 mm

h_r = 53 mm

- Menentukan Lebar Efektif Pelat Beton

$$b_{eff} \leq \frac{L_{balok}}{4} = \frac{8500}{4} = 2125 \text{ mm}$$

$$\leq S = 3333 = 3333 \text{ mm}$$

$$\therefore b_{eff} = 2125 \text{ mm}$$

- Menentukan Momen Positif

- Menentukan C

$$A_c = b_{eff} \times t_b = 2125 \times 120 = 2,55 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$C_1 = A_s \cdot F_y = 23550 \times 250 = 5,887 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$C_2 = 0,85 f'_c \cdot A_c = 0,85 \times 25 \times 2,55 \times 10^5 = 5,418 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$C_3 = \sum_{n=1}^N Q_n$$

(untuk komposit penuh C_3 tidak menentukan).

$$\therefore C = C_2 \text{ (terkecil)}$$

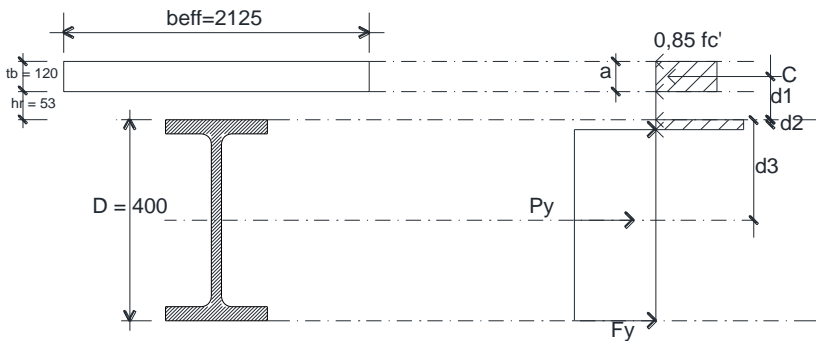
$$= 5,418 \cdot 10^6 \text{ N}$$

sumbu netral berada pada baja

- Menentukan Jarak-jarak dari centroid yang bekerja

$$df = \frac{Cs}{F_y x b f} = \frac{(5,887 \times 10^6 - 5,418 \times 10^6)}{250 \times 300} = 6,25 \text{ mm}$$

$df < 24 \text{ mm}$, maka PNA di flens



Gambar 4.54 Gaya Pada Balok Komposit

$$d_1 = h r + t_b - t_b/2 = 53 + 120 - 120/2 = 113 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{df}{2} = \frac{6,25}{2} = 3,125 \text{ mm}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = \frac{700}{2} = 350 \text{ mm}$$

- Menghitung Momen Positif

$$M_n = C(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2)$$

$$C = 5,418.10^6 \text{ N}$$

$$P_y = A_s.F_y = 5,887.10^6 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 5,418.10^6 (113+3,125) + 5,887.10^6 \times (350-3,125) \\ &= 2671478906 \text{ N.mm} = 267147,891 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 267147,891 \\ &= 240433,1 \text{ Kg.m} \geq 67891,09 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Menentukan Momen Negatif

Dipasang tulangan pada pelat beton berjumlah 13 M10 disepanjang b_{eff} balok. Tulangan menambah kekuatan Tarik yang terjadi pada balok. Sehingga perlu diperhitungkan kapasitas balok yang mampu dipikul.

- Gaya pada tulangan

$$A_r = \frac{1}{4}\pi D^2 = \frac{1}{4}\pi 10^2 = 78,53 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} T &= n \cdot A_r \cdot f_y \\ &= 13 \cdot 78,53 \cdot 400 \\ &= 408407,045 \text{ N} = 4,084 \times 10^5 \end{aligned}$$

- Menentukan lokasi gaya Tarik pada balok baja

$$P_{yc} = A_s.F_y = 23550 \times 250 = 5,887 \times 10^6 \text{ N}$$

$$\frac{P_{yc} - T}{2} = \frac{5,887 \times 10^6 - 4,084 \times 10^5}{2} = 2,739 \times 10^6 \text{ N}$$

Gaya pada sayap:

$$\begin{aligned} P_f &= b_f \cdot t_f \cdot F_y \\ &= 300 \times 24 \times 250 = 1,8 \times 10^6 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya pada badan:

$$\begin{aligned}
 P_w &= \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f \\
 &= 2,739 \times 10^6 - 1,8 \times 10^6 \\
 &= 9,395 \times 10^5 \text{ N.}
 \end{aligned}$$

Maka titik pusat massa berada di badan

- Menentukan Jarak-jarak dari centroid yang bekerja

$$\begin{aligned}
 a_w &= \frac{P_w}{t_w \cdot F_y} = \frac{9,395 \times 10^5}{13 \times 250} = 289,09 \text{ mm} \\
 d_2 &= \frac{(P_f \times 0,5 t_f) + (P_w (t_f + 0,5 a_w))}{P_f + P_w} \\
 &= \frac{(1,8 \cdot 10^6 \times 0,5 \cdot 12) + (9,395 \cdot 10^5 (24 + 0,5 \cdot 289,09))}{1,8 \cdot 10^6 + 9,395 \cdot 10^5} \\
 &= 65,68 \text{ mm} \\
 d_1 &= hr + tb - c = 53 + 120 - 20 = 45 \text{ mm} \\
 d_3 &= \frac{D}{2} = \frac{700}{2} = 350 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Menghitung Momen Positif

$$\begin{aligned}
 M_n &= T(d_1 + d_2) + P_{yc}(d_3 - d_2) \\
 T &= 4,084 \times 10^5 \text{ N} \\
 P_{yc} &= 5,887 \times 10^6 \text{ N} \\
 M_n &= 4,084 \times 10^5 (113 + 65,68) + 5,887 \times 10^6 \times (350 - 65,68) \\
 &= 1719090445 \text{ N.mm} = 171909,044 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned}
 \phi \cdot M_n &\geq M_u \\
 \phi M_n &= 0,9 \times 171909,044 \\
 &= 154718,14 \text{ Kg.m} \geq 68388,37 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

e. Menentukan *connector stud*

Direncanakan *connector stud* dengan diameter 25 mm (1 inch).
Stud baja dipasang 2 buah dengan diorientasikan tegak lurus terhadap profil baja. Stud di las pada pelat dek baja

$$d = 25 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = 490 \text{ mm}^2$$

$$F_u = 400 \text{ MPa}$$

$$R_g = 0,85 \text{ (digunakan 2 stud baja)}$$

$$R_p = 0,6 \text{ (Dilas pada pelat komposit)}$$

$$E_c = 4700 F_c^{0,5} = 23500 \text{ Mpa}$$

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot (f_c' \cdot E_c)^{0,5}$$

$$= 0,5 \cdot 285 \cdot (25 \cdot 23500)^{0,5} = 1,881 \times 10^5 \text{ N}$$

$$R_g \cdot R_p \cdot A_{sc} \cdot F_u = 0,85 \cdot 0,6 \cdot 490 \cdot 400 = 1 \times 10^5 \text{ N}$$

$$Q_n \leq R_g \cdot R_p \cdot A_{sc} \cdot F_u \rightarrow Q_n = 1 \times 10^5 \text{ N}$$

f. Menghitung Jumlah Stud

- Stud bidang Positif

$$Q_n = Q_n = 1 \times 10^5 \text{ N}$$

$$V_h = C = 5,418 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$\text{Banyaknya stud: } N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{5,418 \times 10^6}{2,1 \times 10^5} = 27,05$$

Jumlah Shear-Connector Stud yang dibutuhkan di sepanjang bentang balok : $2 N = 2 \times 27,05 \approx 55$ buah.

Jarak Antar stud menjadi

$$\frac{L}{N} = \frac{850}{55} = 15 \text{ cm}$$

- Stud bidang Positif

$$Q_n = Q_n = 1 \times 10^5 \text{ N}$$

$$V_h = T = 4,084 \times 10^5 \text{ N}$$

$$\text{Banyaknya stud: } N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{5,418 \times 10^6}{2,1 \times 10^5} = 0,7$$

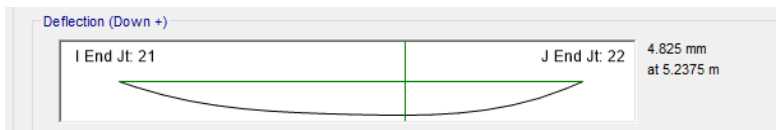
Jumlah Shear-Connector Stud yang dibutuhkan di sepanjang bentang balok : $2 N = 2 \times 0,7 \infty 2$ buah.

Jarak Antar stud menjadi

$$\frac{L}{N} = \frac{850}{2} = 425 \text{ cm}$$

g. Kontrol lendutan

$$L = 850 \text{ cm}$$



Gambar 4.55 Lendutan Pada Balok Induk Arah X Akibat Kombinasi 1D+1LL

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{850}{360} = 2,3611 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0,4825 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,4825 \text{ cm} < 2,3611 \text{ cm (ok)}$$

Tabel 4.25 Tabel Rekapitulasi Balok Memanjang

Bentang (m)	Jenis Baja	Dimensi	Keterangan
10	BJ 41	WF 700x300x13x23	Lantai 1-12
7.7	BJ 41	WF 600x300x12x17	Lantai 1-12
5	BJ 41	WF 600x300x12x17	Lantai 1-12
10	BJ 41	WF 600x300x12x17	Lantai 13-22
7.7	BJ 41	WF 500x300x11x15	Lantai 13-22
5	BJ 41	WF 500x200x11x19	Lantai 13-22

4.3.4.2 Balok Induk Arah Y

Direncanakan balok induk arah Y menggunakan balok komposit beton-baja dengan menggunakan profil WF 800 x 300 x 14 x 22 dan pelat bondek dengan data sebagai berikut :

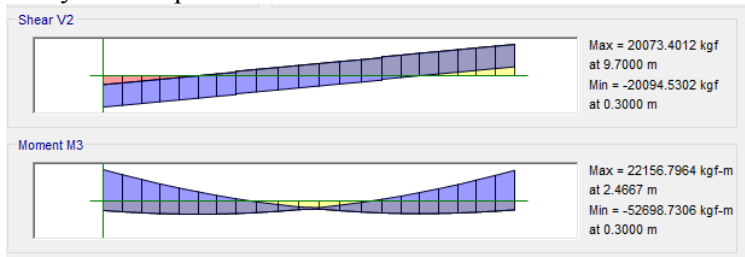
d	= 792 mm	I _x	= 254000 cm ⁴
bf	= 300 mm	I _y	= 9930 cm ⁴
tw	= 14 mm	i _x	= 32,3 cm
tf	= 22 mm	i _y	= 6,39 cm
A	= 243,4 cm ²	S _x	= 6410 cm ³
r	= 28 mm	S _y	= 662 cm ³
h	= 692 mm	Z _x	= 7040 cm ³
f _y	= 250 Mpa	Z _y	= 1027 cm ³

Dari analisis ETABS 2016, didapatkan gaya dalam yang terjadi pada balok induk memanjang adalah sebagai berikut :

- Sebelum Komposit

Sebelum komposit, beban yang bekerja adalah beban pelat beton dan pekerja saat melakukan pelaksanaan. Sementara balok belum komposit karena beton masih dalam keadaan basah

a. Gaya dalam pada balok induk



Gambar 4.56 Gaya Dalam Balok Induk Arah Y Sebelum Komposit

$$M_u = -5269873 \text{ kg.cm}$$

$$= -52698,73 \text{ kg.m}$$

$$V_u = -20094,5 \text{ kg}$$

b. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2(24)} = 6,25$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,752$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 6,81 < 10,752 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{596}{14} = 42,57$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,25$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 42,57 < 106,25 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 6249$$

$$= 15622500 \text{ kg.cm} = 156225 \text{ kg.m}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \cdot 156225$$

$$= 140602,5 \text{ kg.m} > 52698,73 \text{ kg.m (ok)}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$$\text{Panjang } L_b = 333,3 \text{ cm}$$

$$L_p = 337,51 \text{ cm (Dari tabel profil)}$$

$$L_r = 1000,3 \text{ cm (Dari tabel profil)}$$

$$L_b \leq L_r = (\text{bentang pendek})$$

- Kapasitas Momen Penampang

$$M_p = Z_x \cdot F_y = 6249 \cdot 2500$$

$$= 156225 \text{ kg.m}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \cdot 156225$$

$$= 140602,5 \text{ kg.m} > 52698,73 \text{ kg.m (ok)}$$

- c. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{596}{13} = 45,84$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2.10^5}{250}} = 69,57$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 45,84 < 69,57$$

$$\text{maka, } V_n = 0,6 f_y A_w C_v$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (59,6 \times 1,3) \times 1 = 136500 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 136500 \text{ kg}$$

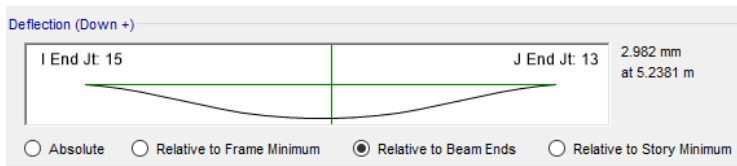
$$= 122850 \text{ kg} > 20094,5 \text{ kg} \dots \text{OK !}$$

- d. Kontrol lendutan

$$L = 1000 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{1000}{360} = 3,846 \text{ cm}$$

Dari hasil analisis SAP 2000 didapatkan lendutan batang sebesar

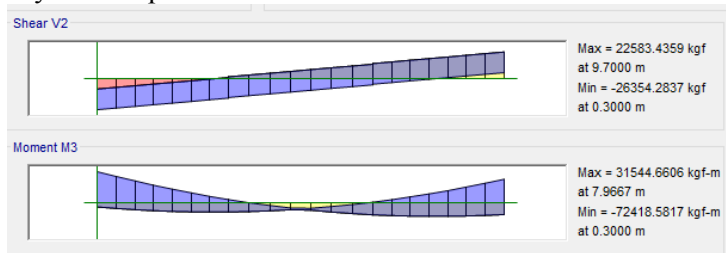


Gambar 4.57 Lendutan Pada Balok Induk Arah Y Akibat Kombinasi 1D+1LL

$$f^0 = 0,298 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,298 \text{ cm} < 3,836 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

- Setelah Komposit
Saat balok sudah Komposit, gaya servis telah terjadi. Sehingga perencanaannya menggunakan beban servis dan beban lain yang ulai berkerja setelah konstruksi selesai
- a. Gaya dalam pada balok induk



Gambar 4.58 Gaya Dalam Balok Induk Arah Y Pada Balok Setelah Komposit

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 31544,66 \text{ kg.m} \\ &= 3154466 \text{ kg.cm} \\ \text{Mu} &= -72418,58 \text{ kg.m} \\ &= -7241858 \text{ kg.cm} \\ \text{Vu} &= -26354,3 \text{ kg} \end{aligned}$$

- b. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2(24)} = 6,25$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,752$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 6,81 < 10,752 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{596}{14} = 42,57$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,25$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 42,57 < 106,25 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 6249 \\ &= 15622500 \text{ kg.cm} = 156225 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \cdot 156225 \\ &= 140602,5 \text{ kg.m} > 53210,4 \text{ kg.m (ok)} \end{aligned}$$

c. Kontrol Penampang Terhadap Gaya Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{596}{13} = 45,84$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5}{250}} = 69,57$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 45,84 < 69,57$$

$$\begin{aligned} \text{maka, } V_n &= 0,6 f_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times (59,6 \times 1,3) \times 1 = 136500 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \cdot 136500 \text{ kg} \\ &= 122850 \text{ kg} > 26354,3 \text{ kg ... OK !} \end{aligned}$$

d. Desain Penampang Komposit

Direncanakan penampang balok mengalami komposit penuh. Dengan dipasat 3 stud tiap titik dengan spesifikasi sebagai berikut :

Shear Connector :

Diameter = 19 mm

Asc = 285 mm²

F_{ur} = 400 Mpa

Pelat Beton :

$$\begin{aligned}
 t &= 12 \text{ cm} \\
 w_r &= 168 \text{ mm} \\
 h_r &= 53 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Menentukan Lebar Efektif Pelat Beton

$$\begin{aligned}
 b_{eff} &\leq \frac{L_{balok}}{4} = \frac{1000}{4} = 2500 \text{ mm} \\
 &\leq S = 4250 = 4250 \text{ mm} \\
 \therefore b_{eff} &= 2500 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Menentukan Momen Positif

- Menentukan C

$$\begin{aligned}
 A_c &= b_{eff} \times t_b = 2500 \times 120 = 3 \times 10^5 \text{ mm}^2 \\
 C_1 &= A_s \cdot F_y = 23550 \times 250 = 5,887 \cdot 10^6 \text{ N} \\
 C_2 &= 0,85 f'_c \cdot A_c = 0,85 \times 25 \times 3 \times 10^5 = 6,375 \cdot 10^6 \text{ N} \\
 C_3 &= \sum_{n=1}^N Q_n
 \end{aligned}$$

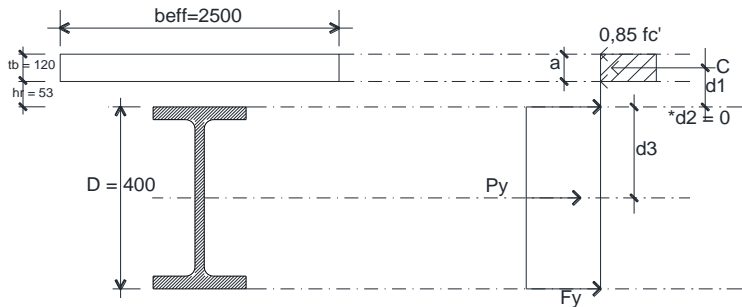
(untuk komposit penuh C_3 tidak menentukan).

$$\begin{aligned}
 \therefore C &= C_1 \text{ (terkecil)} \\
 &= 5,887 \cdot 10^6 \text{ N}
 \end{aligned}$$

sumbu netral berada pada beton

- Menentukan Jarak-jarak dari centroid yang bekerja

$$a = \frac{C}{F_y x b f} = \frac{5,887 \times 10^6}{250 \times 300} = 110,82 \text{ mm}$$



Gambar 4.59 Gaya Pada Balok Komposit

$$d_1 = hr + tb - a/2 = 53 + 120 - 110,82/2 = 117,5 \text{ mm}$$

$$d_2 = 0$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = \frac{700}{2} = 350 \text{ mm}$$

- Menghitung Momen Positif

$$M_n = C(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2)$$

$$C = 6,375 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$P_y = A_s \cdot F_y = 5,887 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$M_n = 6,375 \cdot 10^6 (117,5 + 0) + 5,887 \cdot 10^6 \times (350 - 0) \\ = 2752925735 \text{ N.mm} = 275292,57 \text{ kgm}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 275292,57$$

$$= 247763,316 \text{ Kg.m} \geq 31544,66 \text{ kg.m}$$

- Menentukan Momen Negatif

Dipasang tulangan pada pelat beton berjumlah 15 M10 disepanjang b_{eff} balok. Tulangan menambah kekuatan Tarik yang terjadi pada balok. Sehingga perlu diperhitungkan kapasitas balok yang mampu dipikul.

- Gaya pada tulangan

$$A_r = \frac{1}{4}\pi D^2 = \frac{1}{4}\pi 10^2 = 78,53 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} T &= n \cdot A_r \cdot f_y \\ &= 15.78,53.400 \\ &= 471238,898 \text{ N} = 4,712 \times 10^5 \text{ N} \end{aligned}$$

- Menentukan lokasi gaya Tarik pada balok baja

$$P_{yc} = A_s \cdot F_y = 23550 \times 250 = 5,887 \times 10^6 \text{ N}$$

$$\frac{P_{yc} - T}{2} = \frac{5,887 \times 10^6 - 4,712 \times 10^5}{2} = 2,708 \times 10^6 \text{ N}$$

Gaya pada sayap:

$$\begin{aligned} P_f &= b_f \cdot t_f \cdot F_y \\ &= 300 \times 24 \times 250 = 1,8 \times 10^6 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya pada badan:

$$\begin{aligned} P_w &= \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f \\ &= 2,708 \times 10^6 - 1,8 \times 10^6 \\ &= 9,081 \times 10^5 \text{ N.} \end{aligned}$$

Maka titik pusat massa berada di badan

- Menentukan Jarak-jarak dari centroid yang bekerja

$$a_w = \frac{P_w}{t_w \cdot F_y} = \frac{9,395 \times 10^5}{13 \times 250} = 279,42 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d_2 &= \frac{(P_f \times 0,5 t_f) + (P_w (t_f + 0,5 a_w))}{P_f + P_w} \\ &= \frac{(1,8 \cdot 10^6 \times 0,5 \cdot 12) + (9,081 \cdot 10^5 (24 + 0,5 \cdot 279,42))}{1,8 \cdot 10^6 + 9,081 \cdot 10^5} \\ &= 62,87 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$d_1 = h_r + t_b - c = 53 + 120 - 20 = 45 \text{ mm}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = \frac{700}{2} = 350 \text{ mm}$$

- Menghitung Momen Positif

$$M_n = T(d_1 + d_2) + P_{yc}(d_3 - d_2)$$

$$T = 4,712 \times 10^5 \text{ N}$$

$$P_{yc} = 5,887 \times 10^6 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 4,712 \times 10^5 (113+62,87) + 5,887 \times 10^6 \times (350-62,87) \\ &= 1741286300 \text{ N.mm} = 174128,63 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 174128,63$$

$$= 156715,767 \text{ Kg.m} \geq 72418,58 \text{ kg.m}$$

- e. Menentukan *connector stud*

Direncanakan *connector stud* dengan diameter 25 mm (1 inch).

Stud baja dipasang 2 buah dengan diorientasikan paralel terhadap profil baja. Stud di las pada pelat dek baja

$$d = 25 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = 490 \text{ mm}^2$$

$$F_u = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{W_r}{h_r} = \frac{168}{53} = 3,16 > 1,5 \text{ maka nilai } R_g \text{ dan } R_p \text{ adalah}$$

$$R_g = 1 \text{ (digunakan 2 stud baja)}$$

$$R_p = 0,75 \text{ (Dilas pada pelat komposit)}$$

$$E_c = 4700 F_c^{0,5} = 23500 \text{ Mpa}$$

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot (f'_c \cdot E_c)^{0,5}$$

$$= 0,5 \cdot 285 \cdot (25 \cdot 23500)^{0,5} = 1,881 \times 10^5 \text{ N}$$

$$R_g \cdot R_p \cdot A_{sc} \cdot F_u = 1 \cdot 0,75 \cdot 490 \cdot 400 = 1,472 \times 10^5 \text{ N}$$

$$Q_n \leq R_g \cdot R_p \cdot A_{sc} \cdot F_u \rightarrow Q_n = 1,472 \times 10^5 \text{ N}$$

- f. Menghitung Jumlah Stud

- Stud bidang Positif

$$Q_n = Q_n = 1,472 \times 10^5 \text{ N}$$

$$V_h = C = 5,887 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$\text{Banyaknya stud: } N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{5,887 \times 10^6}{2 \cdot 1,472 \times 10^5} = 13,32$$

Jumlah Shear-Connector Stud yang dibutuhkan di sepanjang bentang balok : $2 N = 2 \times 13,3 \approx 27$ buah.

Jarak Antar stud menjadi

$$\frac{L}{N} = \frac{1000}{27} = 37 \text{ cm}$$

- Stud bidang Positif

$$Q_n = Q_n = 1,472 \times 10^5 \text{ N}$$

$$V_h = T = 4,712 \times 10^5 \text{ N}$$

$$\text{Banyaknya stud: } N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{4,71 \times 10^5}{2 \cdot 1,472 \times 10^5} = 0,8$$

Jumlah Shear-Connector Stud yang dibutuhkan di sepanjang bentang balok : $2 N = 2 \times 0,8 \approx 2$ buah.

Jarak Antar stud menjadi

$$\frac{L}{N} = \frac{1000}{2} = 500 \text{ cm}$$

g. Kontrol lendutan

$$L = 1000 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{1000}{360} = 3,84 \text{ cm}$$



Gambar 4.60 Lendutan Pada Balok Induk Arah Y Akibat Kombinasi 1D+1LL

$$f^0 = 0,346 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,346 \text{ cm} < 3,84 \text{ cm} \text{ (ok)}$$

Tabel 4.26 Tabel Rekapitulasi Balok Melintang

Bentang (m)	Jenis Baja	Dimensi	Keterangan
8.5	BJ 41	WF 700x300x13x23	Lantai 1-12
8.5	BJ 41	WF 600x300x12x17	Lantai 13-22

4.3.5 Kolom

4.3.5.1 Kolom Lantai 1

Pada perencanaan ini ditunjukkan contoh perhitungan kolom lantai 1. Direncanakan dengan menggunakan kolom komposit CFT (Concrete Filled Tube) dengan memakai profil square hollow section dari brosur Continental Steel

H	= 750 mm	A	= 5625 cm ²
B	= 750 mm	As	= 709 cm ²
t	= 25 mm	Ix	= 613800 cm ⁴
R	= 75 mm	Iy	= 613800 cm ⁴
ix	= 29,4 cm	Zx	= 16370 cm ³
iy	= 29,4 cm	Zy	= 16370 cm ³
W	= 556 kg/m		

Dari hasil analisis ETABS 2016 didapatkan gaya dalam yang terjadi pada kolom akibat kombinasi beban seperti tabel 4.24. Pada perhitungan ini, digunakan Kombinasi 1.2D + 0,5L + Ex

Tabel 4.27 Rekapitulasi Pembebanan Pada Kolom

kombinasi	Pu	My	Mx
1.2D + 0.5L + Ex	-1628379	-41308.8	-118739
1.2D + 0.5L + Ey	-1243925	-100855	-38346.2
1.2D + 1.6L	-1358110	1289.963	-14211.7

Kolom Frame 94

(1,2D + 0,5L)

Bentang 6,2 m

Pu = -1004525 kg

Mux = -14575.41 kgm

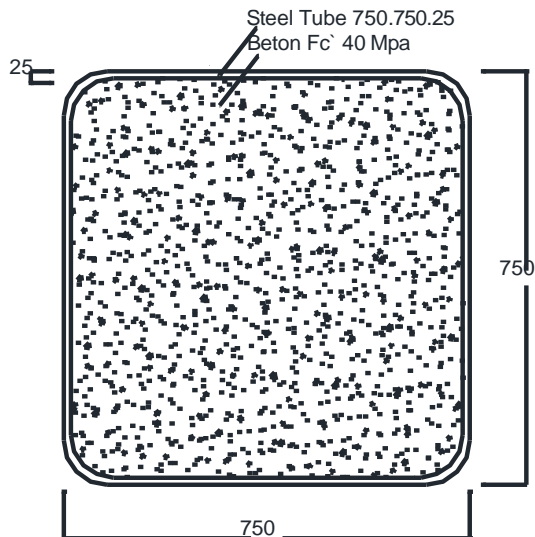
$M_{uy} = -5363.60 \text{ kgm}$
 Bentang 0 m
 $P_u = -1017311 \text{ kg}$
 $M_{ux} = -10159.316 \text{ kgm}$
 $M_{uy} = 1077.1913 \text{ kgm}$
 (Gempa Arah X)
 $P_u = -611068.43 \text{ kg}$
 $M_{ux} = 119816.39 \text{ kgm}$
 $M_{uy} = 31149.49 \text{ kgm}$

Bahan :

BJ 41 : $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$

: $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$

Beton : $f_c' = 40 \text{ Mpa} = 400 \text{ kg/cm}^2$



Gambar 4.61 Rencana Kolom Komposit CFT 750x750x25

$$A_s = 709 \text{ cm}^2$$

$$A_c = (75 \times 75) - 109 = 4916 \text{ cm}^2$$

- Cek luas penampang minimum profil baja :

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \cdot 100\% = \frac{646}{4916 + 709} \cdot 100\% = 12,6 > 4\% \text{Ok!!}$$

$$b \times \sqrt{\frac{f_y}{3E}} = 750 \times \sqrt{\frac{250}{3 \times 2.10^5}} = 15,3 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \text{Ok!!}$$

- Cek mutu beton yang digunakan : ($f_c' = 40 \text{ MPa}$)

$$21 \text{ Mpa} \leq f_c' \leq 55 \text{ Mpa} \quad \text{.....Ok!!}$$

- Cek mutu profil baja : ($f_y = 250 \text{ MPa}$)

$$f_y < 380 \text{ Mpa} \quad \text{.....Ok!!}$$

- Kuat Nominal Tekan Kolom Komposit

$$\lambda = \frac{bf}{2 \cdot tf} = \frac{700}{2 \cdot 25} = 14$$

$$\lambda_p = \frac{2,26 \cdot \sqrt{E}}{\sqrt{F_y}} = \frac{2,26 \cdot \sqrt{25}}{\sqrt{250}} = 63,92$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ maka, Penampang Kompak}$$

Sehingga kekuatan nominal tekan diperhitungkan sebagai berikut :

$$P_{no} = P_p$$

$$P_p = f_y A_s + C_2 F_c' \left(A_c + \frac{A_{sr} E_s}{E_c} \right)$$

$$= 2500 \cdot 709 + 0,85 \cdot 400 \left(4916 + \frac{0 \cdot 2^6}{29725} \right)$$

$$= 3443940 \text{ kg}$$

$$P_p = P_{nominal} = 3443940 \text{ kg}$$

- Momen Nominal Kolom
Kontrol Terhadap Tekuk Lokal

$$\lambda = \frac{bf}{2 \cdot tf} = \frac{750}{2 \cdot 25} = 15$$

$$\lambda_p = \frac{1,12 \cdot \sqrt{E}}{\sqrt{F_y}} = \frac{1,12 \cdot \sqrt{25}}{\sqrt{250}} = 31,678$$

$\lambda < \lambda_p$ maka, Penampang Kompak

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \cdot f_y \\ &= 16370 \times 2500 \\ &= 40925000 \text{ kg.cm} = 409250 \text{ kg.m} \\ M_u &\leq M_p = 119816.4 \leq 409250 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral

$$\begin{aligned} \text{Panjang Terkekang} &= D_{\text{kolom}} - D_{\text{balok}} \\ &= 700 - 80 = 620 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$L_b = 620 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 \cdot i_y \cdot \frac{\sqrt{E}}{\sqrt{f_y}} = 1,76 \cdot 27,2 \cdot \frac{\sqrt{250}}{\sqrt{250}} \\ &= 1463.54 \text{ cm} \end{aligned}$$

$L_b < L_p$ maka, kolom termasuk bentang pendek

Karena penampang bentang pendek, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \cdot f_y \\ &= 16370 \times 2500 \\ &= 40925000 \text{ kg.cm} = 409250 \text{ kg.m} \\ M_u &\leq M_p = 119816.4 \leq 409250 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

- Kontrol Interaksi Balok-Kolom

$$\frac{P_r}{\phi P_n} = \frac{1640433,67}{0,9 \cdot 3443940} = 0,525 \geq 0,2$$

Digunakan rumus interaksi 2, sehingga perhitungannya sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \frac{P_r}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) &\leq 1,0 \\ \frac{1640433,67}{0,9 \cdot 3443940} + \frac{8}{9} \left(\frac{118739}{409250} + \frac{41308.8}{409250} \right) &\leq 1,0 \\ 0,525 + 0,347 &\leq 1,0 \\ 0,872 &\leq 1,0 \end{aligned}$$

- Kuat Lentur dan Aksial Ordo Kedua

Momen lentur dan aksial terfaktor arah X dan Y ditentukan berdasarkan persamaan berikut :

$$M_r = B_1 \cdot M_{nt} + B_2 \cdot M_{lt}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 \cdot P_t$$

Dimana :

$$C_M = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

$$B_1 = \frac{C_M}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{el}}}$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(K \cdot L)^2}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e story}}}$$

$$P_{e story} = \frac{R_m \cdot L \cdot H}{\Delta H}$$

$$R_m = 1 - 0,15 \frac{P_{mf}}{P_{story}}$$

Arah Sumbu X

- Kontrol Momen Terhadap Beban Gravitasi (1,2D+0,5L)

Dari ETABS 2016 diperoleh outup sebagai berikut :

$$P_r = 1332648 \text{ kg}$$

$$M_1 = 10159.316 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 14575.47 \text{ kgm}$$

Sehingga perhitungan B1 menjadi

$$C_M = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0,6 - 0,4 \left(\frac{10159.316}{14575.47} \right) = 0,321$$

$$\begin{aligned} P_{e1} &= \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K \cdot L)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2^5 \cdot 6138000000}{(1 \cdot 7000)^2} \\ &= 247263803.3 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$B_1 = \frac{C_M}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{el}}} = \frac{0,321}{1 - \frac{1 \cdot 1332648}{247263803.3}} = 0,322 > 1$$

Maka digunakan $B_1 = 1$

- Kontrol Momen Terhadap beban Lateral (Ex)
Dari ETABS 2016 didapatkan output sebagai berikut :
 $P_{\text{story}} = 19923777 \text{ kg}$ (jumlah beban yang dibebankan di lantai 1)

$\frac{H}{\Delta}$ = kekakuan lantai pada sumbu x

$$= 714795.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 72863.95 \text{ kg/mm}$$

$$P_{e \text{ story}} = \frac{R_m \cdot L \cdot H}{\Delta H} = 1.7000 \cdot 72863.95$$

$$= 510047691 \text{ Kg}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{\text{story}}}{P_{e \text{ story}}}} = \frac{1}{1 - \frac{1 \cdot 19923777}{510047691}} = 1,04 > 1$$

Maka digunakan $B_2 = 1,04$

- Sehingga Perhitungannya menjadi :
 $M_{nt} = M_{x \text{ max}} = 14575.47 \text{ kgm} \quad (1,2D + 0,5L)$
 $M_{lt} = M_{x \text{ max}} = 119816.39 \text{ kgm} \quad (\text{Gempa Arah Ex})$
 $M_{rx} = B_1 \cdot M_{nt} + B_2 \cdot M_{lt}$
 $= 1 \cdot 14575.47 + 1,04 \cdot 119816.39$
 $= 139262,45 \text{ kgm}$

Arah Sumbu Y

- Kontrol Momen Terhadap Beban Gravitasi (1,2D+0,5L)
Dari ETABS 2016 diperoleh output sebagai berikut :
 $P_r = 1332648 \text{ kg}$
 $M_1 = 1077,19 \text{ kgm}$
 $M_2 = 5363,60 \text{ kgm}$

Sehingga perhitungan B1 menjadi

$$C_M = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0,6 - 0,4 \left(\frac{1077,19}{5363,60} \right) = 0,519$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K \cdot L)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2^5 \cdot 6138000000}{(1 \cdot 7000)^2}$$

$$= 247263803.3 \text{ kg}$$

$$B_1 = \frac{C_M}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}} = \frac{0,519}{1 - \frac{1 \cdot 1332648}{247263803.3}} = 0,521 > 1$$

Maka digunakan B1 = 1

- Kontrol Momen Terhadap beban Lateral (Ey)

Dari ETABS 2016 didapatkan output sebagai berikut :

$P_{\text{story}} = 19923777 \text{ kg}$ (jumlah beban yang dibebankan di lantai 1)

$\frac{H}{\Delta}$ = kekakuan lantai pada sumbu x

$$= 745572,089 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 76001,23 \text{ kg/mm}$$

$$P_{e \text{ story}} = \frac{R_m \cdot L \cdot H}{\Delta H} = 1 \cdot 7000 \cdot 76001,23$$

$$= 532008626 \text{ Kg}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{\text{story}}}{P_{e \text{ story}}}} = \frac{1}{1 - \frac{1 \cdot 19923777}{532008626}} = 1,038 > 1$$

Maka digunakan B2 = 1,038

- Sehingga Perhitungannya menjadi :

$$M_{nt} = M_{y \text{ max}} = 5363,605 \text{ kgm} \quad (1,2D + 0,5L)$$

$$M_{lt} = M_{y \text{ max}} = 31149,49 \text{ kgm} \quad (\text{Gempa Arah Ex})$$

$$M_{rx} = B_1 \cdot M_{nt} + B_2 \cdot M_{lt}$$

$$= 1 \cdot 5363,605 + 1,038 \cdot 31149,49$$

$$= 37725,03 \text{ kgm}$$

- Kuat Aksial Orde Kedua

Berdasarkan ETABS 2016, didapatkan data sebagai berikut

$$P_{nt} = 1004525 \text{ kg} \quad (1,2D + 0,5L)$$

$$P_t = 611068,43 \text{ kg} \quad (\text{EARTHQUAKE})$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 \cdot P_t = 1004525 + 1,04 \cdot 611068,43 \\ = 1640433,67 \text{ kg}$$

$$\frac{P_r}{\phi P_n} = \frac{1640433,67}{0,9 \cdot 3443940} = 0,529 \geq 0,2$$

Digunakan rumus interaksi 2, sehingga perhitungannya sebagai berikut :

$$\frac{P_r}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{1640433,67}{0,9 \cdot 3443940} + \frac{8}{9} \left(\frac{139262,45}{409250} + \frac{37725,03}{409250} \right) \leq 1,0 \\ 0,529 + 0,384 \leq 1,0 \\ 0,913 \leq 1,0$$

Diperoleh hasil perhitungan Kontrol Interaksi $0,913 \leq 1,0$.
Sehingga kolom dapat dipakai

Tabel 4.28 Rekapitulasi Dimensi Kolom

Tipe	Spesifikasi		Dimensi	Keterangan
	Baja	Beton		
Tipe 1	BJ 41	Fc` 40	CFT 750.750.25	Lantai 1-6
Tipe 2	BJ 41	Fc` 40	CFT 400.400.16	Lantai 1
Tipe 3	BJ 41	Fc` 40	CFT 600.600.22	Lantai 7-12
Tipe 4	BJ 41	Fc` 40	CFT 500.500.22	Lantai 13-18
Tipe 6	BJ 41	Fc` 40	CFT 400.400.22	Lantai 19-22

4.4 Perencanaan Sambungan

4.4.1 Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk

Sambungan balok Anak dengan balok Induk merupakan sambungan simple connection. Sambungan tersebut didesain hanya untuk menerima beban geser dari balok utama tangga.

Dari perhitunagn sebelumnya didapatkan gaya geser yang bekerja pada balok anak dengan balok induk sebesar 12847,3 kg. Sambungan ini direncanakan dengan data sebagai berikut :

Balok anak : WF 400 x 300 x 10 x 16

Balok induk : WF 700 x 300 x 13 x 23

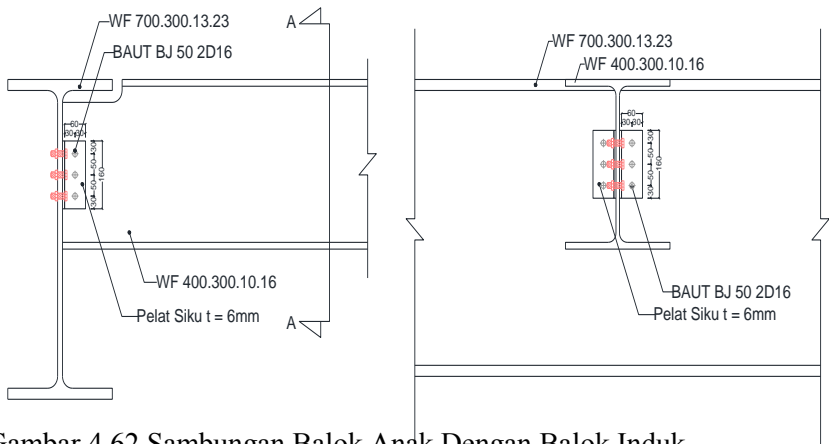
Baut tipe tumpu (ulir pada bidang geser) :

$\varnothing 16 \text{ mm}$; $A_b = \frac{1}{4} \times \pi \times 1,6^2 = 2,01 \text{ cm}^2$

BJ 50 ; $f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$; $f_y = 2900 \text{ kg/cm}^2$

Pelat penyambung : (double siku) L60x60x6

BJ 41 ; $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$; $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$



Gambar 4.62 Sambungan Balok Anak Dengan Balok Induk

a. Sambungan Pada Badan Balok Anak:

$\varnothing \text{baut} = 16 \text{ mm}$ ($A_b = 2,01 \text{ cm}^2$)

Mutu baut BJ.50 ($f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$)

Ulir pada bidang geser ($r_1 = 0,4$)

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\emptyset.Vn &= \emptyset \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot Ab \\ &= 0,75 \cdot 0,4 \cdot 5000 \cdot 2 \cdot 2,01 \\ &= 6031,85 \text{ kg (menentukan !)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset \cdot 2,4 \cdot db \cdot tp \cdot fu \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1,6 \cdot 1 \cdot 4100 \\ &= 11808 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$n = \frac{Vu}{\emptyset.Rn} = \frac{12847}{6031,85} = 2,12 \approx 3 \text{ buah}$$

Dipasang 3 buah baut diameter 16 mm

b. Sambungan Pada Badan Balok Induk:

$$\emptyset\text{baut} = 16 \text{ mm (} Ab = 2,01 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\text{Mutu baut BJ.50 (} f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

$$\text{Ulir pada bidang geser (} r_1 = 0,4 \text{)}$$

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\emptyset.Vn &= \emptyset \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot Ab \\ &= 0,75 \cdot 0,4 \cdot 5000 \cdot 2 \cdot 2,01 \\ &= 6031,85 \text{ kg (menentukan !)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset \cdot 2,4 \cdot db \cdot tp \cdot fu \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1,6 \cdot 1,2 \cdot 4100 \\ &= 14169,6 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$n = \frac{Vu}{\emptyset.Rn} = \frac{12847}{6031,85} = 2,12 \approx 3 \text{ buah}$$

Dipasang 3 buah baut diameter 16 mm

c. Kontrol jarak baut :

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi : (S1)} &= 1,5db \text{ s/d (} 4tp + 100 \text{) atau } 200 \text{ mm} \\ &= 24 \text{ mm s/d } 124 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\text{Pakai S1} = 30 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\text{(S2)} &= 1,25 db \text{ s/d } 12tp \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 20 \text{ mm s/d } 172 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\text{Pakai S2} = 30 \text{ mm}$$

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm
 = 36 mm s/d 75 mm

Pakai S = 50 mm

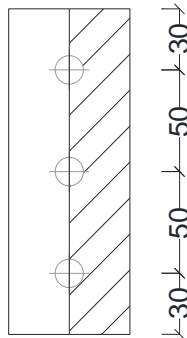
d. Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 60x60x6

BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

Ø lubang = 16 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
 = 17,5 mm = 1,75 cm

Luas bidang geser



Gambar 4.63 Detail Pelat Siku Pada Gelagar

Luas bidang geser

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (16 - 2 \times 1,75) \times 0,6 = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} = 1 - \frac{1,82}{13} = 0,86$$

$$A_e = A_{nv} \times U = 7,5 \times 0,86 = 6,45 \text{ mm}$$

Kuat rencana

$$\begin{aligned} \varphi R_n &= \varphi 0,6 \times f_u \times A_{nv} \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 6,45 = 11319 \text{ kg} \end{aligned}$$

Terdapat 2 siku, sehingga

$$2\varphi R_n = 2 \times 11319 = 22638 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\varphi R_n \rightarrow 12847,2 \text{ kg} < 22638 \text{ kg (OK)}$$

4.4.2 Sambungan Anak Atap dengan Balok Induk

Sambungan Balok Anak Atap dengan balok Induk merupakan sambungan simple connection. Sambungan tersebut didesain hanya untuk menerima beban geser dari balok utama tangga.

Dari perhitunagn sebelumnya didapatkan gaya geser yang bekerja pada balok anak atap dengan balok induk sebesar 8894 kg. Sambungan ini direncanakan dengan data sebagai berikut :

Balok anak : WF 400 x 300 x 9 x 14

Balok induk : WF 600 x 300 x 12 x 17

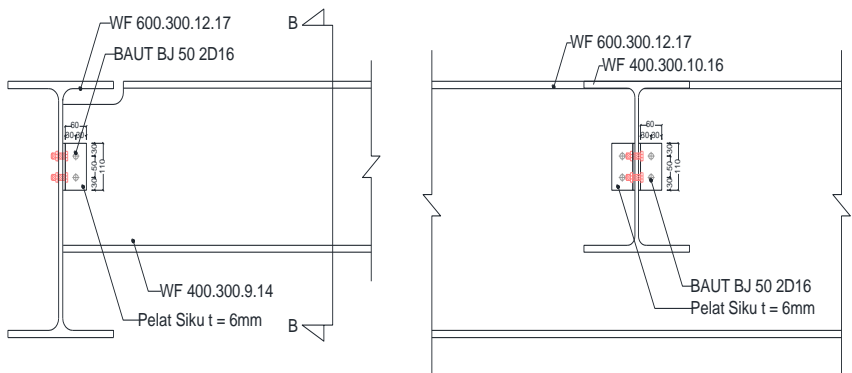
Baut tipe tumpu (ulir pada bidang geser) :

$\varnothing 16 \text{ mm}$; $A_b = \frac{1}{4} \times \pi \times 1,6^2 = 2,01 \text{ cm}^2$

BJ 50 ; $f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$; $f_y = 2900 \text{ kg/cm}^2$

Pelat penyambung : (double siku) L60x60x6

BJ 41 ; $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$; $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$



Gambar 4.64 Sambungan Balok Anak Atap Dengan Balok Induk

- a. Sambungan Pada Badan Balok Anak:
 $\varnothing_{\text{baut}} = 16 \text{ mm}$ ($A_b = 2,01 \text{ cm}^2$)
 Mutu baut BJ.50 ($f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$)
 Ulir pada bidang geser ($r_1 = 0,4$)

Kuat geser baut :

$$\begin{aligned}\phi.V_n &= \phi \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,4 \cdot 5000 \cdot 2 \cdot 2,01 \\ &= 6031,85 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut :

$$\begin{aligned}\phi.R_n &= \phi \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1,6 \cdot 0,9 \cdot 4100 \\ &= 10627,2 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$n = \frac{V_u}{\phi.R_n} = \frac{8894}{6031,85} = 1,47 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut diameter 16 mm

b. Sambungan Pada Badan Balok Induk:

$$\phi_{\text{baut}} = 16 \text{ mm } (A_b = 2,01 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Mutu baut BJ.50 } (f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{Ulir pada bidang geser } (r_1 = 0,4)$$

Kuat geser baut :

$$\begin{aligned}\phi.V_n &= \phi \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,4 \cdot 5000 \cdot 2 \cdot 2,01 \\ &= 6031,85 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut :

$$\begin{aligned}\phi.R_n &= \phi \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1,6 \cdot 0,6 \cdot 4100 \\ &= 14169,6 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$n = \frac{V_u}{\phi.R_n} = \frac{8894}{6031,85} = 1,47 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut diameter 16 mm

c. Kontrol jarak baut :

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi : } (S_1) &= 1,5d_b \text{ s/d } (4t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 24 \text{ mm s/d } 124 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\text{Pakai } S_1 = 30 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}(S_2) &= 1,25 d_b \text{ s/d } 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 20 \text{ mm s/d } 172 \text{ mm}\end{aligned}$$

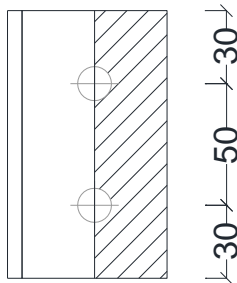
$$\text{Pakai } S_2 = 30 \text{ mm}$$

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm
 = 36 mm s/d 75 mm

Pakai S = 50 mm

- d. Kontrol kekuatan siku penyanggung
 Dipakai siku penyanggung 60x60x6
 BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)
 \varnothing lubang = 16 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
 = 17,5 mm = 1,75 cm

Luas bidang geser



Gambar 4.65 Detail Pelat Siku Pada Gelagar

Luas bidang geser

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (11 - 2 \times 1,75) \times 0,6 = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} = 1 - \frac{1,82}{8} = 0,7725$$

$$A_e = A_{nv} \times U = 7,5 \times 0,7725 = 3,476 \text{ mm}$$

Kuat rencana

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi 0,6 \times f_u \times A_{nv} \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 3,476 = 6413,68 \text{ kg} \end{aligned}$$

Terdapat 2 siku, sehingga

$$2\phi R_n = 2 \times 6413,68 = 12827,36 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\phi R_n \rightarrow 10425,5 \text{ kg} < 12827,36 \text{ kg (OK)}$$

4.4.3 Sambungan Balok Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

Sambungan balok utama tangga dengan balok penumpu tangga merupakan sambungan simple connection. Sambungan tersebut didesain hanya untuk menerima beban geser dari balok utama tangga.

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan gaya geser yang bekerja pada balok utama tangga sebesar 1105,102 kg. Sambungan ini direncanakan dengan data sebagai berikut :

Balok Penumpu Tangga : WF 200 x 100 x 4,5 x 7

Balok Utama Tangga : WF 200 x 100 x 4,5 x 7

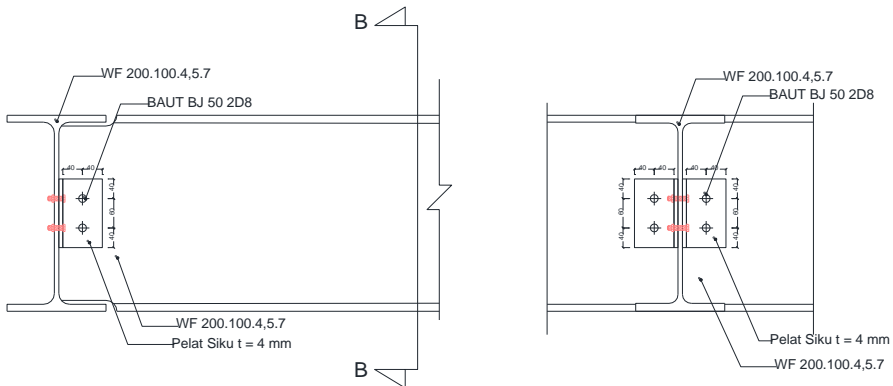
Baut tipe tumpu (ulir pada bidang geser) :

$\varnothing 8 \text{ mm}$; $A_b = \frac{1}{4} \times \pi \times 1,6^2 = 0,502 \text{ cm}^2$

BJ 50 ; $f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$; $f_y = 2900 \text{ kg/cm}^2$

Pelat penyambung : (double siku) L40x40x4

BJ 41 ; $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$; $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$



Gambar 4.66 Sambungan Balok Tangga Dengan Balok Penumpu Tangga 1

- a. Sambungan Pada Badan Balok Anak:

$$\varnothing \text{ baut} = 8 \text{ mm (} A_b = 0,5 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\text{Mutu baut BJ.50 (} f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

$$\text{Ulir pada bidang geser (} r_1 = 0,4 \text{)}$$

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \varnothing \cdot V_n &= \varnothing \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,4 \cdot 5000 \cdot 2 \cdot 0,502 \\ &= 1507,96 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned} \varnothing \cdot R_n &= \varnothing \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 0,8 \cdot 0,45 \cdot 4100 \\ &= 2656,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$n = \frac{V_u}{\varnothing \cdot R_n} = \frac{1105,10}{1507,96} = 0,732 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut diameter 8 mm

- b. Sambungan Pada Badan Balok Induk:

$$\varnothing \text{ baut} = 8 \text{ mm (} A_b = 0,502 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\text{Mutu baut BJ.50 (} f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

$$\text{Ulir pada bidang geser (} r_1 = 0,4 \text{)}$$

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \varnothing \cdot V_n &= \varnothing \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,4 \cdot 5000 \cdot 2 \cdot 0,502 \\ &= 1507,96 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned} \varnothing \cdot R_n &= \varnothing \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 0,8 \cdot 0,45 \cdot 4100 \\ &= 2656,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$n = \frac{V_u}{\varnothing \cdot R_n} = \frac{1105,10}{1507,96} = 0,732 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut diameter 8 mm

Kontrol jarak baut :

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S1)} &= 1,5 d_b \text{ s/d } (4 t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 12 \text{ mm s/d } 116 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pakai S1 = 20 mm

$$(S2) = 1,25 \text{ db s/d } 12\text{tp atau } 150 \text{ mm} \\ = 10 \text{ mm s/d } 148 \text{ mm}$$

Pakai S2 = 20 mm

$$\text{Jarak baut : (S)} = 3\text{db s/d } 15\text{tp atau } 200 \text{ mm} \\ = 24 \text{ mm s/d } 60 \text{ mm}$$

Pakai S = 30 mm

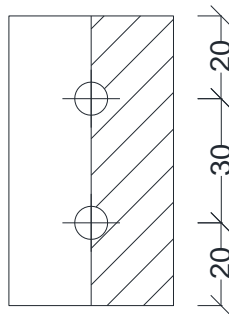
c. Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 60x60x6

BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned} \text{Ø lubang} &= 8 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 9,5 \text{ mm} = 0,95 \text{ cm} \end{aligned}$$

Luas bidang geser



Gambar 4.67 Detail Pelat Siku Pada Gelagar

Luas bidang geser

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (7 - 2 \times 0,95) \times 0,4 = 2,04 \text{ cm}^2$$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} = 1 - \frac{1,21}{5} = 0,758$$

$$A_e = A_{nv} \times U = 2,04 \times 0,758 = 1,54 \text{ cm}$$

Kuat rencana

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi 0,6 \times f_u \times A_{nv} \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 1,54 = 2852,96 \text{ kg} \end{aligned}$$

Terdapat 2 siku, sehingga

$$2\phi R_n = 2 \times 2852,96 = 5705,9 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\phi R_n \rightarrow 1105,1 \text{ kg} < 5705,9 \text{ kg (OK)}$$

4.4.4 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

Sambungan balok penumpu tangga dengan kolom merupakan sambungan sendi. Sambungan tersebut didesain hanya untuk menerima beban geser dari balok utama tangga.

Dari perhitunagn sebelumnya didapatkan gaya geser yang bekerja pada balok utama tangga sebesar 2469,23 kg. Sambungan ini direncanakan dengan single plate connection (shear tab)

Balok Utama Tangga : WF 200 x 100 x 4,5 x 7

Kolom : CFT 750 x 750 x 25

Baut tipe tumpu (ulir pada bidang geser) :

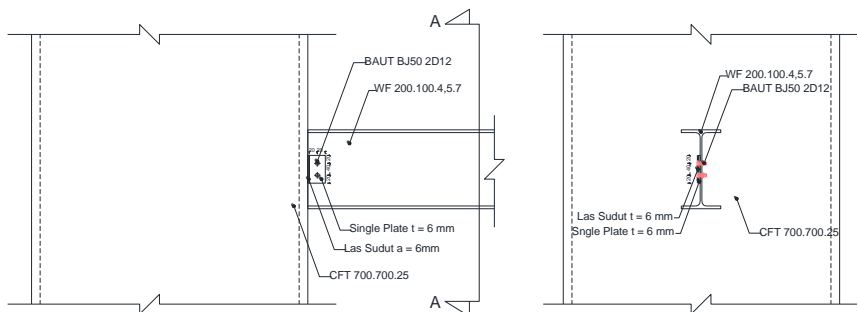
$$\phi 12 \text{ mm} ; A_b = \frac{1}{4} \times \pi \times 1,2^2 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$B_J 50 ; f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2 ; f_y = 2900 \text{ kg/cm}^2$$

Pelat Single Plate $t = 6 \text{ mm}$

$$B_J 41 ; f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2 ; f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

Las Sudut : Mutu FE70xx



Gambar 4.68 Sambungan Balok Penumpu Tangga Dengan Kolom

- a. Sambungan pada badan balok dengan Single Plate :

Kuat geser :

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi \times r_1 \times f_u^b \times A_b \times m \\ &= 0,75 \times 0,4 \times 5000 \times 1,13 \times 1 \\ &= 1696,46 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu :

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \times 2,4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 0,8 \times 0,45 \times 4100 \\ &= 3985,28 \text{ kg}\end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = V_u / \phi V_n = 2469,23 / 1696,46 = 1,455 \approx 2 \text{ buah}$$

Kontrol jarak baut :

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi : (S1)} &= 1,5d_b \text{ s/d } (4t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 18 \text{ mm s/d } 118 \text{ mm}\end{aligned}$$

Pakai S1 = 20 mm

$$\begin{aligned}(\text{S2}) &= 1,25 d_b \text{ s/d } 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 15 \text{ mm s/d } 54 \text{ mm}\end{aligned}$$

Pakai S2 = 20 mm

$$\begin{aligned}\text{Jarak baut : (S)} &= 3d_b \text{ s/d } 15t_p \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 36 \text{ mm s/d } 67.5 \text{ mm}\end{aligned}$$

Pakai S = 40 mm

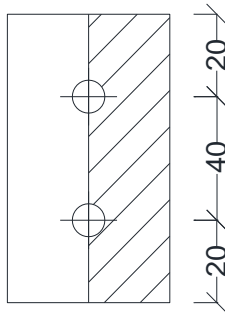
- b. Kontrol Kekuatan Single Plate

Dipakai Single Plate dengan tebal 6 mm

BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned}\phi \text{ lubang} &= 12 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 13,5 \text{ mm} = 1,35 \text{ cm}\end{aligned}$$

Luas bidang geser



Gambar 4.69 Detail Pelat Siku Pada Gelagar

Luas bidang geser

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (8 - 2 \times 1,35) \times 0,45 = 2,39 \text{ cm}^2$$

Kuat rencana

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi 0,6 \times f_u \times A_{nv} \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 2,39 = 4400 \text{ kg} \end{aligned}$$

Syarat:

$$V_u \leq \phi R_n \rightarrow 2469,23 \text{ kg} < 4400 \text{ kg (OK)}$$

- c. Sambungan pada badan balok induk menggunakan las
Tebal efektif las sudut rencana $t_e = 1 \text{ cm}$

$$A = 1 \times 8 = 8 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{d^2}{6} = \frac{8^2}{6} = 10,67 \text{ cm}^3$$

$$P_u = 2469,23 \text{ kg}$$

$$M_u = S_2 \times P_u$$

$$= 2 \times 2469,23 = 4938,46 \text{ kg.cm}$$

$$\phi f_n = \phi \times 0,6 \times E70xx \times t_e$$

$$= 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 \times 1 = 2214,45 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat P_u :

$$f_{vp} = \frac{2469,23 \text{ kg}}{8 \text{ cm}^2} = 308,65 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat Mu :

$$f_{hm} = \frac{4938,46 \text{ kg/cm}}{10,67 \text{ cm}^3} = 462,98 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_{hm}^2 + f_{vp}^2}$$

$$f_{total} = \sqrt{462,98^2 + 308,65^2} = 556,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{\phi f_n} = \frac{556,43}{2214,45} = 0,251 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,251}{0,707} = 0,355 \text{ cm}$$

Syarat – syarat tebal kaki las

Tebal minimum = $t_{plat} = 6 \text{ mm}$

$$a_{min} = 6 \text{ mm}$$

$$a_{eff \max} = 1,41 \cdot \frac{fu}{f_{E70xx}} \cdot tp = 1,41 \cdot \frac{4100}{70.70,3} \cdot 0,6 = 0,353 \text{ cm}$$

Dipakai $a_{min} = 6 \text{ mm}$

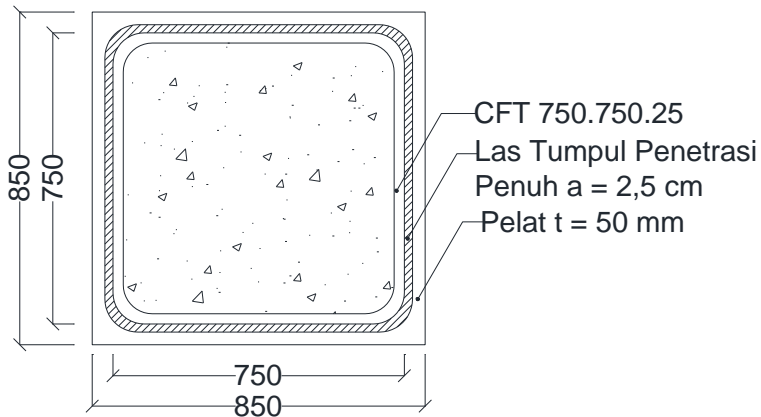
4.4.5 Sambungan Antar Kolom

Kolom akan disambung menggunakan sambungan las sudut, dan plat tambahan dengan tebal 50 mm. dari hasil analisa ETABS 2016 diperoleh gaya maksimum pada lantai 3 (label 94) sebagai berikut

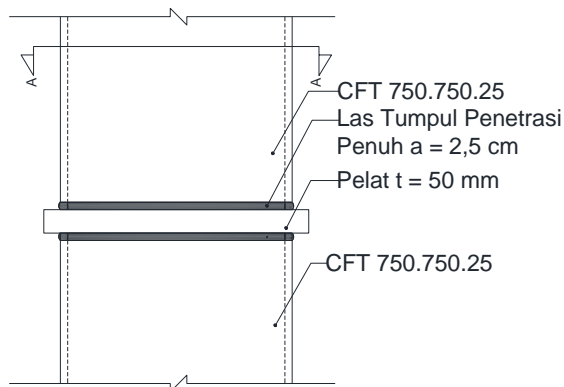
$$Pu = -1283022 \text{ kg}$$

$$Vu = -12883,63 \text{ kg}$$

$$Mu = -28392,56 \text{ kg.cm}$$



Gambar 4.70 Sambungan Antar Kolom



Gambar 4.71 Tampak Sambungan Antar Kolom

Las menggunakan las tumpul dengan penetrasi penuh, tebal las tumpul sebesar 2,5 cm dengan acuan tebal pelat minimum pada kolom baja.

$$t_e = 2,5 \text{ cm}$$

$$F_{yw} = E110_{xx}$$

$$A_{eff \text{ las}} = 0,707 \cdot A_{las}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,707 \cdot 4 \cdot 2,5 \cdot 75 = 530,25 \text{ cm}^2 \\
 I_x &= \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(75+75)^3}{6} = 562500 \text{ cm}^4 \\
 I_y &= I_x = 562500 \text{ cm}^4 \\
 S_x &= b \times d \times \left(\frac{d^2}{3}\right) = 75 \times 75 \times \left(\frac{75^2}{3}\right) = 7500 \text{ cm}^3 \\
 S_x &= S_y = 7500 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{u_{las}} &= \phi \cdot 0,9 \cdot F_{yw} \cdot t_e \\
 &= 0,75 \cdot 0,9 \cdot (70,33 \cdot 110) \cdot 2,5 \\
 &= 13049,44 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{u_{baja}} &= \phi \cdot 0,9 \cdot F_u \cdot t_e \\
 &= 0,75 \cdot 0,9 \cdot (4100) \cdot 2,5 \\
 &= 6918,75 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_{u_{min}} &= f_{u_{baja}} = 6918,75 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

- Gaya akibat Pu

$$\begin{aligned}
 f_v &= \frac{Pu}{A} + \frac{Mu}{S_x} = \frac{1283022}{530,25} + \frac{28392,56}{7500} \\
 f_v &= 2423,41 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

- Akibat Vu

$$\begin{aligned}
 f_h &= \frac{Vu}{A} + \frac{Mu}{S_x} = \frac{12883,63}{530,25} + \frac{28392,56}{7500} \\
 f_h &= 28,08 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_{total} &= \sqrt{f_v^2 + f_h^2} = \sqrt{2423,41^2 + 28,08^2} \\
 &= 2423,603 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

- Cek kemampuan las sudut

$$\begin{aligned}
 f_{total} &\leq f_{min} \\
 2423,603 \text{ kg/cm}^2 &\leq 6918,75 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

4.4.6 Sambungan Balok Induk dengan Kolom

Sambungan antar balok induk – kolom direncanakan sebagai rigid connection, yang mana tumpuan pada balok induk terletak sebagai tumpuan yang diberi pelat pengaku. Sambungan menggunakan las pada konsol ke kolom, baut dan pelat siku sebagai pelat penyambung.

Adapun data-data yang diperlukan adalah sebagai berikut :

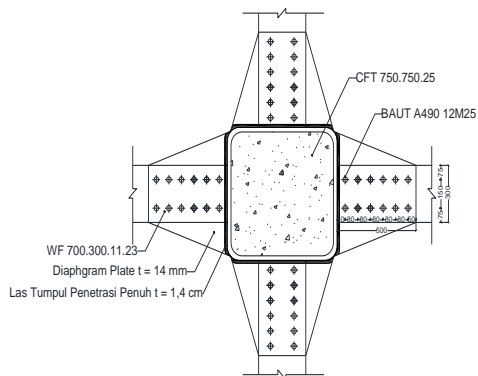
Balok Induk : WF 700 x 300 x 13 x 23

Kolom : CFT 750 x 750 x 25

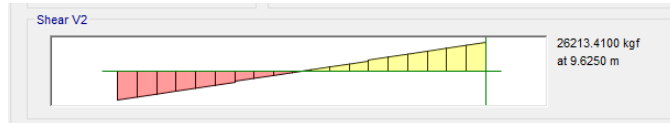
Mutu Las : Fe_{110xx}

Mutu Baut : Baut Tipe Gesek, A490

Mutu Diafragma Plate : BJ 41



Gambar 4.72 Tampak Atas Sambungan Antara Balok Induk dengan Kolom



Gambar 4.74 Gaya geser pada balok induk kombinasi
1,2D+0,5 L

$$V_{u2} = 26213 \text{ Kg}$$

$$M_u = 25777125 \text{ kg.cm}$$

Maka, V_u total menjadi

$$\begin{aligned} V_{u \text{ total}} &= V_{u1} + V_{u2} \\ &= 51554,25 + 26213 = 77767,25 \text{ Kg} \end{aligned}$$

b. Sambungan geser pada badan balok

Pada bidang geser baut pada ulir ($r_1 = 0,4$)

Mutu profil BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

Baut tipe tumpu baut 25 mm ($A_g = 4,90 \text{ cm}^2$)

Mutu baut tipe Gesek A490 ($f_u = 10350 \text{ kg/cm}^2$)

Pelat BJ 41 dengan tebal 13 mm

- Kuat Geser Baut

$$\begin{aligned} \Phi \cdot V_n &= \Phi \cdot (r_1 f_{ub}) \cdot m \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot (0,4 \cdot 10350) \cdot 1 \cdot 4,9 \\ &= 16241,63 \text{ Kg (menentukan !)} \end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned} \Phi \cdot R_n &= \Phi \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,5 \cdot 1,3 \cdot 4100 \\ &= 23985 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kuat Tarik Baut

$$\begin{aligned} T_d &= \Phi \cdot 0,75 \cdot f_u \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,75 \cdot 10350 \cdot 4,9 \\ &= 28578,06 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$n = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{77767,25}{16241,63} = 4,78 \approx 5 \text{ buah}$$

dipasang 5 buah diameter 25 mm

- Kontrol jarak baut :

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi : (S1)} &= 1,5db \text{ s/d } (4tp + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 37,5 \text{ mm s/d } 152 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\text{Pakai S1} = 60 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}(S2) &= 1,25 \text{ db s/d } 12tp \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 31,25 \text{ mm s/d } 150 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\text{Pakai S2} = 60 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak baut : (S)} &= 3db \text{ s/d } 15tp \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 75 \text{ mm s/d } 195 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\text{Pakai S} = 80 \text{ mm}$$

- Ukuran Pelat :

$$\begin{aligned}\text{Panjang} &= S1 + 4 \cdot S + S1 \\ &= 60 + 4 \cdot 80 + 60 = 440 \text{ mm} = 44 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lebar} &= 2 \cdot S2 \\ &= 2 \cdot 60 = 120 \text{ mm} = 12 \text{ cm}\end{aligned}$$

- c. Sambungan geser pada kolom

Direncanakan dengan single plate dengan las sudut dengan tebal plat 14 mm dengan panjang 440 mm. Pengelasan dilakukan pada 2 sisi *single plate* dengan kekuatan E110_{xx}
Dengan $t_e = 1 \text{ cm}$

- Perencanaan tebal las sudut

$$A_{\text{las}} = 2 \times 44 = 88 \text{ cm}^2$$

$$S = \left(\frac{d^2}{3} \right) = \left(\frac{44^2}{3} \right) = 645,3 \text{ cm}^3$$

$$P_u = 77767,25 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}M_u &= S2 \cdot P_u \\ &= 6 \times 77767,25 = 466603,5 \text{ kg.cm}\end{aligned}$$

$$f_{u_{\text{las}}} = \phi \times 0,6 \times F_{E110xx} \times t_e$$

$$f_{u_{\text{las}}} = 0,75 \times 0,6 \times 110 \times 70,3 \times 1$$

$$f_{u_{\text{las}}} = 3479,85 \text{ Kg/cm}^2$$

Gaya akibat Pu :

$$f_{vp} = \frac{Pu}{A} = \frac{77767,25 \text{ kg}}{88 \text{ cm}^2} = 883,71 \text{ kg/cm}^2$$

Gaya akibat Mu :

$$f_{hm} = \frac{Mu}{S} = \frac{466603,5 \text{ kgcm}}{645,3 \text{ cm}^3} = 723,04 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_{hm}^2 + f_{vp}^2}$$

$$f_{total} = \sqrt{883,71^2 + 723,04^2} = 1141,81 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{fu_{las}} = \frac{1141,81}{3479,85} = 0,328 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,328}{0,707} = 0,46 \text{ cm}$$

Syarat – syarat tebal kaki las

Tebal minimum = $t_{plat} = 14 \text{ mm}$

= $a_{min} = 6 \text{ mm}$

$$a_{eff \max} = \frac{0,6 \times fu \times t}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times f_{E110xx}} = \frac{0,6 \times 4100 \times 14}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times 110 \times 70,3}$$

$$a_{eff \max} = 5,24 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai las dengan $a_{min} = 6 \text{ mm}$

- Kontrol plat penyambung

Direncanakan menggunakan double plate 440 x 13, BJ 41 dengan $fu = 4100 \text{ kg/cm}^2$.

Ølubang = 25 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)

$$= 26,5 \text{ mm}$$

Anv = $Lnv \cdot t$

$$= (L - n \cdot \text{Ølubang}) \cdot t$$

$$= (44 - 4 \cdot 26,5) \cdot 1,3$$

$$= 43,05 \text{ cm}^2$$

ΦPn = $\Phi \cdot (0,6 \cdot fu \cdot Anv)$

$$= 0,9 \cdot 0,6 \cdot 4100 \cdot 43,05$$

$$= 79427,25 \text{ kg}$$

Cek kapasitas pelat

$$\Phi P_n > P_u$$

$$79427,25 \text{ kg} > 77767,25 \text{ kg}$$

- d. Sambungan pada diaphragm plate dengan kolom
Direncanakan menggunakan sambungan las tumpul penetrasi penuh tebal 1,4 cm dan tebal *diaphragm plate* 14 mm dengan BJ 41

- Gaya tarik akibat M_u

$$T = \frac{M_u}{d_{balok}}$$

$$= \frac{25777125}{70} = 368244,64 \text{ Kg}$$

- Kekuatan rencana las tumpul

$$t_e = 1,4 \text{ cm}$$

$$F_{yw} = E110_{xx}$$

$$f_{u_{las}} = \phi \cdot 0,9 \cdot F_{yw} \cdot t_e$$

$$= 0,75 \cdot 0,9 \cdot (70,33 \cdot 110) \cdot 1,4$$

$$= 7307,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{u_{baja}} = \phi \cdot 0,9 \cdot F_u \cdot t_e$$

$$= 0,75 \cdot 0,9 \cdot (4100) \cdot 1,4$$

$$= 3874,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{u_{min}} = f_{u_{baja}} = 3874,5 \text{ kg/cm}^2$$

- Luas las tumpul

$$A_{las} = t_e \cdot l$$

$$= 1,4 \cdot 75 = 105 \text{ cm}^2$$

Tegangan yang terjadi akibat beban tarik

$$f_{total} = \frac{T}{A_{las}} = \frac{368244,64}{105} = 3507,09 \text{ kg/cm}^2$$

- Kapasitas Las

$$f_{total} < \phi Rn$$

$$3507,09 \text{ kg/cm}^2 < 3874,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Ok !)}$$

- e. Sambungan pada diaphragm plate dengan sayap balok

Pada bidang geser baut pada ulir ($r_1 = 0,4$)

Mutu profil BJ41 ($f_u = 4100 \text{ Kg/cm}^2$)

Baut tipe tumpu baut 25 mm ($A_g = 4,9 \text{ cm}^2$)

Mutu baut A490 ($f_u = 10350 \text{ kg/cm}^2$)

- Kuat geser baut

$$\Phi \cdot V_n = \Phi \cdot (r_1 \cdot f_{ub}) \cdot m \cdot A_b$$

$$= 0,75 \cdot (0,4 \cdot 10350) \cdot 1 \cdot 3,14$$

$$= 15241,63 \text{ kg (menentukan !)}$$

- Kuat tumpu baut

$$\Phi \cdot R_n = \Phi \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,5 \cdot 2,3 \cdot 4100$$

$$= 42435 \text{ kg}$$

$$\frac{T}{\phi V_n} = \frac{368244,64}{15241,63} = 23,18 \approx 24 \text{ Buat}$$

dipakai 24 baut dipasang 12 buah 2 sisi

- Kontrol jarak baut :

$$\text{Jarak tepi : (S1)} = 1,5 d_b \text{ s/d } (4 t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$= 37,5 \text{ mm s/d } 144 \text{ mm}$$

$$\text{Pakai S1} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{(S2)} = 1,25 d_b \text{ s/d } 12 t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$= 31,25 \text{ mm s/d } 132 \text{ mm}$$

$$\text{Pakai S2} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak baut : (S)} = 3 d_b \text{ s/d } 15 t_p \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$= 75 \text{ mm s/d } 65 \text{ mm}$$

$$\text{Pakai S} = 80 \text{ mm}$$

- Ukuran Pelat :

$$\text{Panjang} = S1 + 10 \cdot S + S1$$

$$= 50 + 10 \cdot 80 + 50 = 820 \text{ mm} = 82 \text{ cm}$$

- Kekuatan diaphragm plate

Dipakai baut 25 mm, A490. Pelat baja BJ41 dengan $f_y = 2500$ Kg/cm² dan $f_u = 4100$ Kg/cm²

$$A_g = w \cdot t_w$$

$$= 82 \cdot 2,3 \text{ cm}$$

$$= 188,6 \text{ cm}^2$$

$$A_n = A_g - A_{\text{perlemahan}}$$

$$= 188,6 - (10 \cdot 2,5 \cdot 2,3)$$

$$= 131,1 \text{ cm}^2$$

Kontrol terhadap leleh

$$T \leq 0,9 \cdot A_g \cdot f_y$$

$$368244,6 \text{ kg} \leq 0,9 \cdot 188,6 \cdot 2500$$

$$368244,6 \text{ kg} \leq 424350 \text{ kg} \quad (\text{OK...!})$$

Kontrol terhadap patah

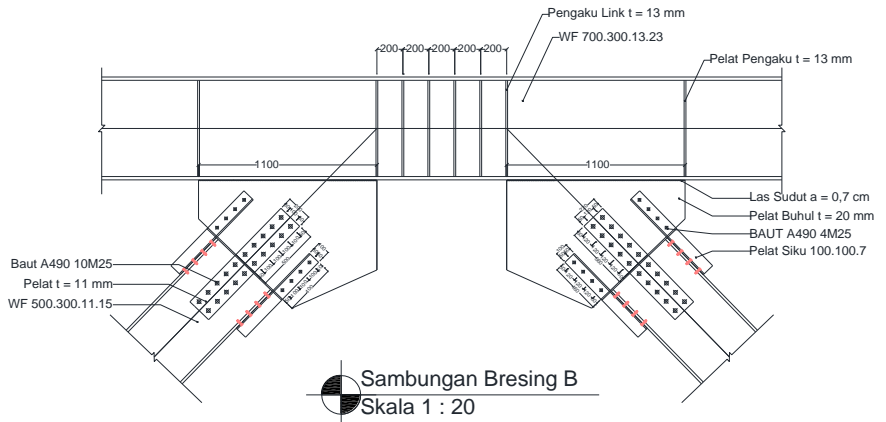
$$T \leq 0,9 \cdot A_n \cdot f_u$$

$$368244,6 \text{ kg} \leq 0,75 \cdot 131,1 \cdot 4100$$

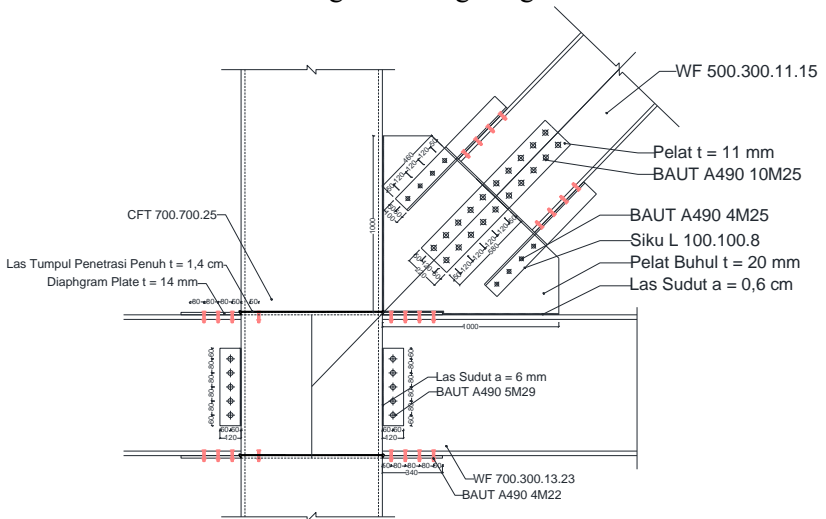
$$368244,6 \text{ kg} \leq 483759 \text{ kg} \quad (\text{OK...!})$$

4.4.7 Sambungan Batang Bresing

Sesuai peraturan SNI 1729-2015, mengenai kuat perlu sambungan batang bresing ke balok, harus ditentukan lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing yaitu 1,25. $R_y.V_n$. Perhitungan didasarkan pada kekuatan nominal tekan dan nominal tarik yang telah dihitung pada perencanaan bresing. Berdasarkan perhitungan sebelumnya, kekuatan nominal tarik lebih besar dari kekuatan nominal tekan, sehingga perencanaan sambungan juga didasarkan pada kekuatan nominal tekan dari bresing tersebut. Besar kekuatan nominal tekan diperoleh adalah sebesar 331094 kg



Gambar 4.75 Sambungan Bresing dengan Balok link



Gambar 4.76 Sambungan Bresing dengan Balok dan Kolom

a. Gaya pada bresing

Gaya tekan yang berasal dari gaya tekan yang terjadi pada bresing sebesar 331094 Kg

$$P_u = 331094 \text{ Kg}$$

$$A_{\text{flens}} = 2 \cdot b_f \cdot t_f = 2 \cdot 300 \times 20 = 4500 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{badan}} = (d - t_f) t_w = (588 - 20) \times 12 = 5137 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{total}} = A_{\text{flens}} + A_{\text{badan}} = 9637 \text{ mm}^2$$

- Gaya pada flens

$$P_u = \frac{A_{\text{flens}}}{A_{\text{total}}} \times P_u$$

$$= \frac{4500}{9637} \times 331094 \text{ Kg} = 154604,5 \text{ Kg}$$

- Gaya Pada Badan

$$P_u = \frac{A_{\text{flens}}}{A_{\text{total}}} \times P_u$$

$$= \frac{4500}{9637} \times 331094 \text{ Kg} = 176489,65 \text{ Kg}$$

- b. Sambungan geser pada badan balok

Pada bidang geser baut pada ulir ($r_1 = 0,4$)

Mutu profil BJ 41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

Baut tipe tumpu baut 25 mm ($A_g = 4,9 \text{ cm}^2$)

Mutu baut mutu tinggi A490 ($f_u = 10350 \text{ kg/cm}^2$)

Pelat BJ 41 dengan tebal 13 mm

- Kuat Geser Baut

$$\Phi \cdot V_n = \Phi \cdot (r_1 f_{ub}) \cdot m \cdot A_b$$

$$= 0,75 \cdot (0,4 \cdot 10350) \cdot 2 \cdot 4,9$$

$$= 30483,27 \text{ Kg}$$

- Kuat Tumpu Baut

$$\Phi \cdot R_n = \Phi \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,5 \cdot 1,1 \cdot 4100$$

$$= 20295 \text{ kg (Menentukan !)}$$

$$n = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{176489,65}{20295} = 8,69 \approx 10 \text{ buah}$$

dipasang 10 buah dengan diameter 25 mm

- Kontrol jarak baut :

$$\text{Jarak tepi : (S1)} = 1,5 d_b \text{ s/d } (4 t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$= 37,5 \text{ mm s/d } 132 \text{ mm}$$

Pakai $S1 = 50 \text{ mm}$

$$(S2) = 1,25 \text{ db s/d } 12\text{tp atau } 150 \text{ mm} \\ = 31,25 \text{ mm s/d } 132 \text{ mm}$$

Pakai $S2 = 50 \text{ mm}$

$$\text{Jarak baut : (S)} = 3\text{db s/d } 15\text{tp atau } 200 \text{ mm} \\ = 75 \text{ mm s/d } 165 \text{ mm}$$

Pakai $S = 120 \text{ mm}$

- Panjang Pelat :

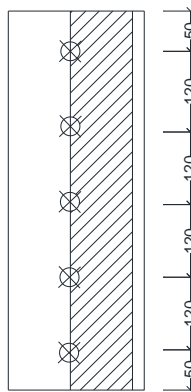
$$\text{Panjang} = S1 + 2 \cdot S + S1 \\ = 50 + 2 \cdot 120 + 50 = 580 \text{ mm} = 58 \text{ cm}$$

- Kontrol Kekuatan Single Plate

Dipakai Single Plate dengan tebal 13 mm

BJ 41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

$$\varnothing \text{ lubang} = 25 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ = 26,5 \text{ mm} = 2,65 \text{ cm}$$



Gambar 4.77 Detail Pelat Siku Pada Gelagar

- Luas bidang geser

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (58 - 4 \times 2,5) \times 1,3 = 52,8 \text{ cm}^2$$

- Kuat rencana

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 0,6 \times f_u \times A_{nv} \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 52,8 = 97416 \text{ kg}\end{aligned}$$

Terdapat 2 pelat, sehingga

$$2 \phi R_n = 2 \cdot 97416 = 194832 \text{ Kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2 \cdot \phi R_n \rightarrow 176489,65 \text{ kg} < 194832 \text{ kg (OK)}$$

- c. Sambungan geser pada sayap balok

Pada bidang geser baut pada ulir ($r_1 = 0,4$)

Mutu profil BJ 41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

Baut tipe tumpu baut 25 mm ($A_g = 4,9 \text{ cm}^2$)

Mutu baut tipe Gesek A490 ($f_u = 10350 \text{ kg/cm}^2$)

Siku L 100 x 100 x 8 ($i_x = i_y = 3,07 \text{ cm}$)

BJ 41 ; $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$; $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$

- Kuat Geser Baut

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi \cdot (r_1 f_{ub}) \cdot m \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot (0,4 \cdot 10350) \cdot 1 \cdot 4,9 \\ &= 14241,63 \text{ Kg (Menentukan !)}\end{aligned}$$

- Kuat Tumpu Baut

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,5 \cdot 1 \cdot 4100 \\ &= 27675 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$n = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{154604,522}{14241,63} = 10,47 \approx 12 \text{ buah}$$

terdapat 4 siku sehingga dipasang 4 buah dengan diameter 25 mm

- Kontrol jarak baut :

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi : (S1)} &= 1,5 d_b \text{ s/d } (4 t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 37,5 \text{ mm s/d } 132 \text{ mm}\end{aligned}$$

Pakai S1 = 50 mm

$$\begin{aligned}(\text{S2}) &= 1,25 d_b \text{ s/d } 12 t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 31,25 \text{ mm s/d } 96 \text{ mm}\end{aligned}$$

Pakai $S_2 = 50 \text{ mm}$

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm
 $= 75 \text{ mm s/d } 120 \text{ mm}$

Pakai $S = 120 \text{ mm}$

- Ukuran Pelat :

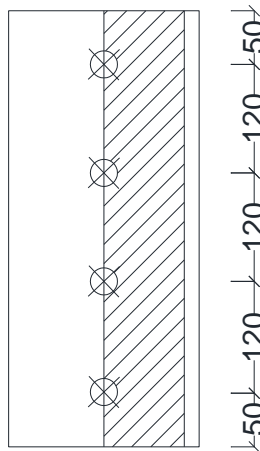
Panjang = $S_1 + 2 \cdot S + S_1$
 $= 50 + 2 \cdot 120 + 50 = 340 \text{ mm} = 34 \text{ cm}$

- Kontrol Kekuatan Pelat Siku

Dipakai Pelat Siku L 100.100.8 ($\bar{x} = 3,07$)

BJ 50 ($f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$)

\varnothing lubang = $25 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm}$ (lubang dibuat dengan bor)
 $= 26,5 \text{ mm} = 2,65 \text{ cm}$



Gambar 4.78 Detail Pelat Siku Pada Gelagar

Luas bidang geser

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (34 - 2 \times 2,5) \times 0,8 = 23,2 \text{ cm}^2$$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} = 1 - \frac{3,07}{34} = 0,909$$

$$A_e = A_{nv} \cdot U = 23,2 \cdot 0,909 = 21,1 \text{ cm}^2$$

- Kuat rencana

$$\begin{aligned}\varphi R_n &= \varphi \times 0,6 \times f_u \times A_{nv} \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 21,1 = 38939,05 \text{ kg}\end{aligned}$$

Terdapat 4 pelat siku, sehingga

$$4 \varphi R_n = 4 \cdot 38939,05 = 155756,2 \text{ Kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 4 \cdot \varphi R_n \rightarrow 154604,5 \text{ kg} < 155756,2 \text{ kg (OK)}$$

- d. Sambungan las sudut pada plat buhul dan balok
Direncanakan pelat dilas pada kedua sisi pelat buhul. Bahan las sudut yang digunakan adalah E110xx

Tebal efektif las sudut rencana $t_e = 1 \text{ cm}$

- Kuat nominal las sudut

$$\begin{aligned}\emptyset \cdot R_{nw} &= 0,75 \cdot t_e \cdot (0,6 \cdot f_{uw}) \\ &= 0,75 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 110 \cdot 70,3 \\ &= 3479,85 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

- Luas las sudut

$$\begin{aligned}\text{Alas} &= 2 \cdot (d+b) \\ &= 2 \cdot (100+100) \\ &= 400 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

- Tegangan yang terjadi pada las sudut

$$\cos \emptyset = \cos 46,05 = 0,6939$$

$$\sin \emptyset = \sin 46,05 = 0,7199$$

$$0,6939 \cdot V_u = 0,6939 \times 331094,2 = 229771,1 \text{ kg}$$

$$0,7199 \cdot V_u = 0,7199 \times 331094,2 = 238387,5 \text{ kg}$$

Gaya akibat $\cos \emptyset$:

$$f_h = \frac{\cos \emptyset \cdot V_u}{A} = \frac{229771,1 \text{ kg}}{400 \text{ cm}^2} = 574,42 \text{ kg/cm}^2$$

Gaya akibat $\sin \emptyset$:

$$f_v = \frac{\sin \emptyset \cdot V_u}{A} = \frac{238387,5 \text{ kg}}{400 \text{ cm}^2} = 595,96 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_h^2 + f_v^2} =$$

$$f_{total} = \sqrt{574^2 + 595^2} = 827,73 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{fu_{las}} = \frac{827,73}{3479,85} = 0,23 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,23}{0,707} = 0,33 \text{ cm}$$

Digunakan $a = 6 \text{ mm}$

- e. Sambungan las sudut pada plat buhul dan link
 Bahan las sudut yang digunakan adalah E110xx
 Tebal efektif las sudut rencana $te = 1 \text{ cm}$

- Kuat nominal las sudut

$$\begin{aligned} \emptyset \cdot Rnw &= 0,75 \cdot te \cdot (0,6 \cdot fuw) \\ &= 0,75 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 110 \cdot 70,3 \\ &= 3479,85 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

- Luas las sudut

$$\begin{aligned} \text{Alas} &= 2 \cdot (d) \\ &= 2 \cdot (110) \\ &= 220 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

- Tegangan yang terjadi pada las sudut

$$\begin{aligned} \cos \emptyset &= \cos 46,05 = 0,6939 \\ \sin \emptyset &= \sin 46,05 = 0,7199 \\ 0,6939 \cdot Vu &= 0,6939 \times 331094,2 = 229771,1 \text{ kg} \\ 0,7199 \cdot Vu &= 0,7199 \times 331094,2 = 238387,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

Gaya akibat $\cos \emptyset$:

$$f_h = \frac{\cos \emptyset \cdot Vu}{A} = \frac{229771,1 \text{ kg}}{220 \text{ cm}^2} = 1044,4 \text{ kg/cm}^2$$

Gaya akibat $\sin \emptyset$:

$$f_v = \frac{\sin \emptyset \cdot Vu}{A} = \frac{238387,5 \text{ kg}}{220 \text{ cm}^3} = 1083,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{fh^2 + fv^2} =$$

$$f_{total} = \sqrt{1044,4^2 + 1083,5^2} = 1504,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{fu_{las}} = \frac{1504,9}{3479,85} = 0,43 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,43}{0,707} = 0,611 \text{ cm}$$

Digunakan $a = 7 \text{ mm}$

4.4.8 Sambungan Base Plate

Perencanaan base plate dibawah ini menggunakan fixed plate hasil modifikasi dari katalog PT. Gunung Garuda dengan ukuran

$H = 100 \text{ cm}$

$B = 100 \text{ cm}$

$t_p = 70 \text{ mm} = 7 \text{ cm}$

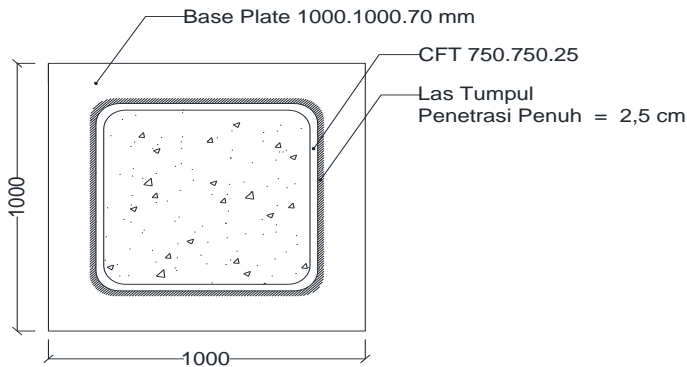
Dari hasil analisis ETABS 2016 didapat gaya yang bekerja pada kolom CFT 700x700x25 lantai dasar adalah :

$P_u = 1628379 \text{ kg}$

$M_{uX} = 11873900 \text{ kg.cm}$

$M_{uY} = 4130800 \text{ kg.cm}$

$V_u = 21378 \text{ kg}$



Gambar 4.79 Sambungan Las pada Baseplate

a. Perencanaan Sambungan Pada Base Plate

Direncanakan las tumpul penetrasi penuh pada daerah yang diarsir pada profil hollow section 750x750x25 sehingga didapat :

$$t_e = 2,5 \text{ cm}$$

$$F_{yw} = E110_{xx}$$

$$A_{eff \text{ las}} = 0,707 \cdot A_{las}$$

$$= 0,707 \cdot 4 \cdot 2,5 \cdot 75 = 530,25 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(75+75)^3}{6} = 562500 \text{ cm}^4$$

$$I_y = I_x = 562500 \text{ cm}^4$$

$$S_x = b \times d \times \left(\frac{d^2}{3}\right) = 75 \times 75 \times \left(\frac{75^2}{3}\right) = 7500 \text{ cm}^3$$

$$S_x = S_y = 7500 \text{ cm}^3$$

$$f_{u \text{ las}} = \phi \cdot 0,9 \cdot F_{yw} \cdot t_e$$

$$= 0,75 \cdot 0,9 \cdot (70,33 \cdot 110) \cdot 2,5$$

$$= 13049,44 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{u \text{ baja}} = \phi \cdot 0,9 \cdot F_u \cdot t_e$$

$$= 0,75 \cdot 0,9 \cdot (4100) \cdot 2,5$$

$$= 6918,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{u_{\min}} = f_{u_{\text{baja}}} = 6918,75 \text{ kg/cm}^2$$

- Gaya akibat P_u

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u}{S_x} = \frac{1628379}{530,25} + \frac{11873900}{7500}$$

$$f_v = 4654,151 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat V_u

$$f_h = \frac{V_u}{A} + \frac{M_u}{S_x} = \frac{21378}{530,25} + \frac{11873900}{7500}$$

$$f_h = 1623,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{f_v^2 + f_h^2} = \sqrt{4654,1^2 + 1623,5^2}$$

$$= 4929,187 \text{ kg/cm}^2$$

- Cek kemampuan las tumpul

$$f_{\text{total}} \leq f_{\min}$$

$$4929,187 \text{ kg/cm}^2 \leq 6918,75 \text{ kg/cm}^2$$

- b. Perhitungan Base Plate :

Cek eksentrisitas gaya

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{11873900}{1628379} = 7,29 \text{ cm} < \frac{N}{6} = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$$

Karena $1/6 h > e$, maka tidak terjadi gaya tarik, sehingga tidak perlu memasang gaya angkur (dipasang angkur praktis).

Direncanakan diameter baut : 20 mm = 2 cm

$$h' = w_e + c_1$$

$$w_e = \text{jarak baut ke tepi} = 2 \cdot d_b = 2 \cdot 2 = 4 \text{ cm}$$

$$c_1 = \text{jarak minimum untuk kunci} = 27/16 \cdot 2 = 3,375 \text{ cm}$$

$$h' = 4 + 3,375 = 7,375 \text{ cm}$$

$$h > H - 0,5 \cdot h' = 100 - 0,5 \cdot 7,375 = 96,3125 \text{ cm}$$

$$B = 100 \text{ cm}$$

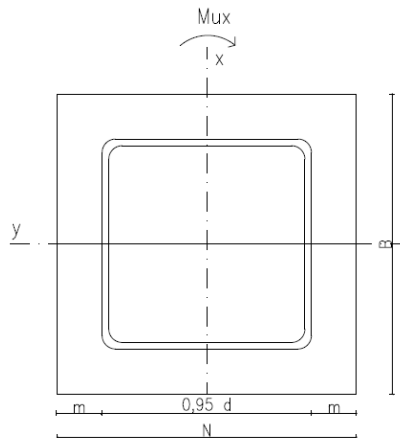
Dimensi beton :

Panjang : 1100 mm

Lebar : 1100 mm

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{110 \times 110}{100 \times 100}} = 1,1$$

- Perencanaan akibat beban sumbu X



Gambar 4.80 Arah Beban Sumbu X pada Base Plate

Akibat beban P_u

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B.N} = \frac{1628379}{100 \times 100} = 162,83 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban M_{ux}

$$f_{pb} = \frac{6.M_{ux}}{B.N^2} = \frac{6 \times 11873900}{100 \times 100^2} = 66,243 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan maksimal

$$f_{p(max)} = f_{pa} + f_{pb} = 162,83 + 66,243 = 229 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan yang bisa diterima kolom beton

$$f_{p \text{ avail}} = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c = 0,9 \cdot 0,85 \cdot 30 = 22,95 \text{ Mpa}$$

$$f_{p \text{ avail}} = 234 \text{ kg/cm}^2 > f_{p(\text{max})} = 229 \text{ kg/cm}^2$$

(memenuhi syarat)

Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat :

$$m = \frac{(N - 0,95 \times D)}{2} = \frac{(100 - 0,95 \times 80)}{2} = 12 \text{ cm}$$

$$M_{upl} = \left(f_{p(\text{max})} - 2 \times f_{pb} \times \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 \times f_{pb} \times \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = \left(229 - 2 \times 66,24 \times \frac{12}{100} \right) \times \left(\frac{12^2}{2} \right) + \left(2 \times 66,24 \times \frac{12}{100} \right) \times \left(\frac{12^2}{3} \right)$$

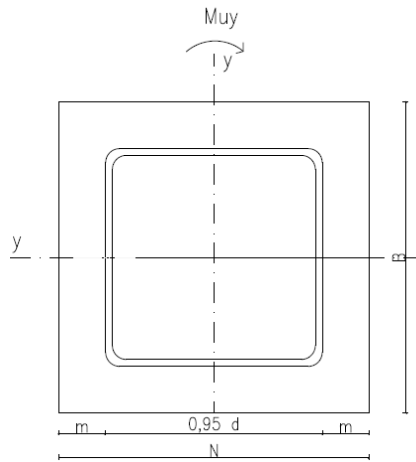
$$M_{upl} = 16112,07 \text{ kg.cm / cm}$$

Menentukan tebal base plate :

$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{upl}}{\phi \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 16112,07}{0,9 \times 2500}} = 5,35 \text{ cm} < 7 \text{ cm (ok)}$$

- Perencanaan akibat beban sumbu Y



Gambar 4.81 Arah Beban Sumbu Y Pada Base Plate

Akibat beban P_u

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B.N} = \frac{1628379}{100 \times 100} = 162,83 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban M_{ux}

$$f_{pb} = \frac{6.M_{uy}}{B.N^2} = \frac{6 \times 4130800}{100 \times 100^2} = 24,78 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan maksimal

$$f_{p(max)} = f_{pa} + f_{pb} = 162,83 + 24,78 = 187,62 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan yang bisa diterima kolom beton

$$f_{p \text{ avail}} = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c = 0,9 \cdot 0,85 \cdot 30 = 22,95 \text{ Mpa}$$

$$f_{p \text{ avail}} = 234 \text{ kg/cm}^2 > f_{p(max)} = 187,62 \text{ kg/cm}^2$$

(memenuhi syarat)

Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat :

$$m = \frac{(N - 0,95 \times D)}{2} = \frac{(100 - 0,95 \times 80)}{2} = 12 \text{ cm}$$

$$M_{upl} = \left(f_{p(\max)} - 2 \times f_{pb} \times \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 \times f_{pb} \times \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = \left(187,6 - 2 \times 66,24 \times \frac{12}{100} \right) \times \left(\frac{12^2}{2} \right) + \left(2 \times 66,24 \times \frac{12}{100} \right) \times \left(\frac{12^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = 13366,07 \text{ kg.cm / cm}$$

Menentukan tebal base plate :

$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{upl}}{\phi \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 13366,07}{0,9 \times 2500}} = 4,87 \text{ cm} < 7 \text{ cm (ok)}$$

Perencanaan pelat pengaku :

Pelat pengaku direncanakan seperti dengan dengan balok yang menerima beban momen dari pelat landas. Dimensi pelat minimum menurut SNI-03-1729-2002 Pasal 8.11

Tebal pelat pengaku minimum (t_s)

$$t_s \geq 0,5 \cdot t_f = 0,5 \cdot 2,5 = 1,25 \text{ cm}$$

Dimensi pelat yang dipakai direncanakan = $2t_s$

$$2t_s = 2,5 \text{ cm}$$

“Karena $1/6 h > e$, maka dipasang angkur praktis”

Perhitungan Baut Angkur:

Dipakai baut angkur M22 mm mutu F1554 Grade 105 dengan $f_u = 7831,5 \text{ kg/cm}^2$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,75 \cdot r_l \cdot f_{ub} \cdot A_b \\ &= 0,75 \times 0,4 \times 7831,5 \times 3,8 \\ &= 7831,5 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 2,4 \cdot f \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 2,4 \cdot 0,75 \cdot 2,2 \cdot 8 \cdot 4100 \end{aligned}$$

$$= 129888 \text{ kg}$$

- Kuat rencana tarik

$$\begin{aligned} T_d &= f \cdot 0,75 \cdot f_{ub} \cdot A_b \\ &= 0,75 \times 0,75 \times 7831,5 \times 3,8 \\ &= 16745,68 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kontrol Geser

$$n = \frac{V_u}{\phi \cdot R_n} = \frac{21378}{7831,5} = 2,39 \approx 3 \text{ buah}$$

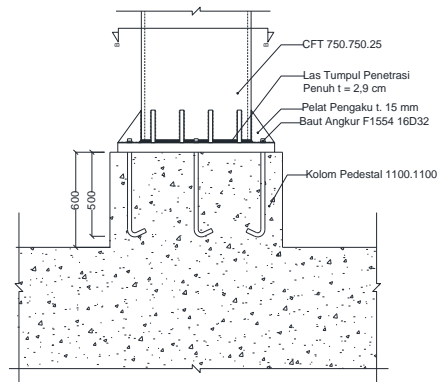
- Jumlah Baut

Dipasang 8 baut angkur M22 mm mutu F1554 Grade 105 untuk menjaga stabilitas struktur.

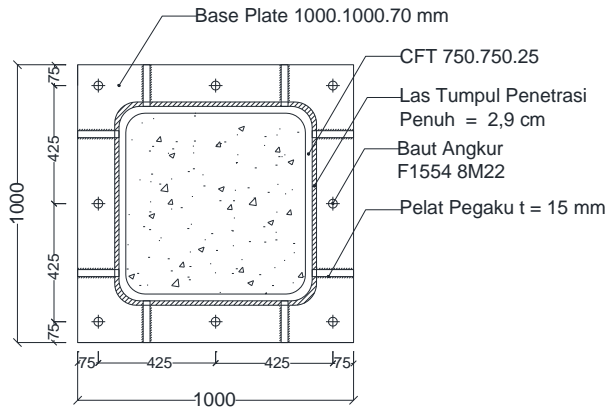
- Panjang Baut Angkur (panjang penyaluran struktur tarik)

$$\begin{aligned} \frac{\lambda d}{db} &= \frac{9 f_y}{10 \cdot \sqrt{f_c'}} \cdot \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{\left(\frac{c+ktr}{db} \right)} \\ &= \frac{9 \cdot 250}{10 \cdot \sqrt{30}} \cdot \frac{1 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 1}{(2,2)} = 22,4 \text{ db} = 50 \text{ cm} \end{aligned}$$

Maka panjang angkur yang dibutuhkan 50 cm



Gambar 4.82 Tampak Samping Sambungan Baseplate dengan Kolom dan Pedestal



Gambar 4.83 Tampak Atas Sambungan Baseplate dengan Kolom dan Pedestal

4.5 Perencanaan Struktur Bawah

4.5.1 Umum

Perencanaan pondasi merupakan perencanaan struktur bawah bangunan. Pondasi pada umumnya berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah.

Pondasi pada gedung ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang jenis *pencil pile shoe* produk dari PT. WIKA (Wijaya Karya) Beton. Pada bab perencanaan pondasi pembahasan meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dan perencanaan poer (pile cap).

4.5.2 Data Tanah

Penyelidikan tanah perlu dilakukan untuk mengetahui jenis dan karakteristik tanah ditempat akan dibangunnya gedung. Dengan adanya penyelidikan tanah maka dapat diketahui dan direncanakannya kekuatan tanah dalam menahan beban yang akan disalurkan atau yang lebih dikenal dengan daya dukung tanah terhadap beban pondasi.

Data tanah pada perencanaan pondasi ini diambil sesuai dengan data penyelidikan tanah di daerah kota Padang yang dianggap dapat mewakili kondisi tanah pada proyek pembangunan gedung perkantoran ini. Data tanah yang telah tersedia dilapangan meliputi data penyelidikan tanah hasil uji Standard Penetration Test (SPT) yang dapat dilihat pada bagian lampiran.

4.5.3 Beban Struktur

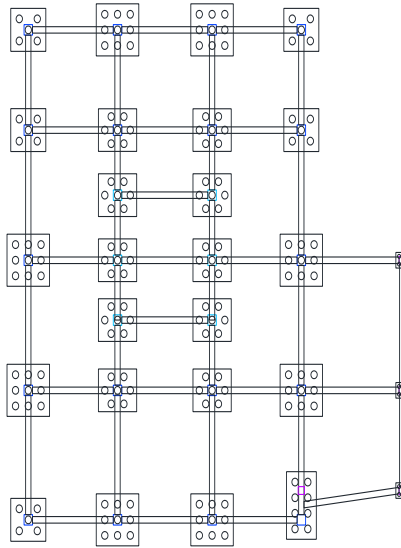
Beban struktur menentukan bagaimana perencanaan pondasi yang akan dilakukan. beban struktur disalurkan melalui kolom kemudian ke tiang pancang. Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2012 kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin. Kombinasi beban-beban dibawah ini adalah kombinasi beban untuk menghitung tiang pancang dengan desain tegangan ijin.

- 1D
- D + L
- D + 0,75L
- D + 0,7E
- D + 0,75L + 0,75(0,7E)
- 0,6D + 0,7E

Dari kombinasi beban di atas dilakukan control dari masing-masing kombinasi untuk menentukan perhitungan jumlah tiang pancang, defleksi dan momen yang terjadi pada reaksi perletakan. Output dari joint reaction ini kemudian dipilih sesuai kombinasi maksimum yang paling menentukan dalam perhitungan Pijin 1 tiang.

4.5.4 Perencanaan Pondasi

Rencana pondasi yang berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang berada dibawah dan berfungsi sebagai elemen yang meneruskan beban ke tanah.



Gambar 4.84 Denah Rencana Pondasi

Pondasi pada gedung perkantoran ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang beton (*Concrete Pile*) dengan penampang bulat berongga (*Round Hollow*) dari produk dari PT. WIKA Beton. Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

- Diameter tiang : 600 mm
- Tebal tiang : 100 mm
- Klasifikasi : A1
- *Concrete cross section* : 1570 cm²
- Berat : 393 kg/m
- Panjang : 6 – 16 m
- *Bending moment crack* : 17 tm
- *Bending momen ultimate* : 25,5 tm
- *Allowable axial load* : 252,7 tm

4.5.5 Daya Dukung Tanah

4.5.5.1 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s.$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok.

Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari *Terzaghi Bazaraa* 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah

Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$:

- a. $N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N-15)$
- b. $N_1 = 0.6 N$

Kemudian pilih harga N_1 yang terkecil

2. Koreksi terhadap Overburden

Dari harga N_1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal

$$N_2 = 4N_1 / (1 + 0.4 P_o) \text{ untuk } P_o < 7.5 \text{ ton}$$

$$N_2 = 4N_1 / (3.25 + 0.1 P_o) \text{ untuk } P_o > 7.5 \text{ ton}$$

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT) dengan kedalaman 80 m.

- $Q_u = Q_p + Q_s$

- $Q_p = q_p \cdot A_p$

Dimana :

N_p = Harga rata-rata SPT di sekitar 4D di atas hingga 4D di bawah dasar tiang pondasi (terlampir)

K = Koefisien karakteristik tanah

= 12 t/m², untuk tanah lempung

= 20 t/m², untuk tanah lanau berlempung

= 25 t/m², untuk tanah lanau berpasir

= 40 t/m², untuk tanah pasir

= 40 t/m², untuk lempung sangat kaku (Poulos, H.G)

A_p = Luas penampang dasar tiang

$$= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 0,45^2 = 0,158 \text{ m}^2$$

q_p = tegangan di ujung tiang

- $Q_s = q_s \cdot A_s$

$$= \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \cdot A_s$$

Dimana :

q_s = tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m²

N_s = harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam,
dengan batasan : $3 \leq N \leq 50$

A_s = keliling x panjang tiang yang terbenam

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P_{\text{ijin 1 tiang}} = \frac{Q_u}{SF}$$

Dimana : SF = safety factor = 3

Tabel 4.29 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Kedalaman m	Qp						Qs					Qu (ton)
	N lap	N' koreksi	Np	K t/m ²	α	Qp (ton)	Ns	Ns'	As (Luas selimut)	β	Qs (ton)	
0	0	0	1.50	20	1.0	8.48	3	3.00	0.00	1.0	0.00	2.83
1	0	0	1.40	20	1.0	7.92	3	3.00	1.88	1.0	3.77	3.90
2	3	3	1.33	20	1.0	7.54	3	3.00	3.77	1.0	7.54	5.03
3	3	3	1.43	20	1.0	8.08	3	3.00	5.65	1.0	11.31	6.46
4	1	1	1.71	20	1.0	9.69	3	3.00	7.54	1.0	15.08	8.26
5	1	1	2.00	20	1.0	11.31	3	3.00	9.42	1.0	18.85	10.05
6	2	2	1.86	25	1.0	13.13	3	3.00	11.31	1.0	22.62	11.92
7	2	2	1.71	25	1.0	12.12	3	3.00	13.19	1.0	26.39	12.84
8	2	2	1.86	25	1.0	13.13	3	3.00	15.08	1.0	30.16	14.43
9	2	2	2.43	25	1.0	17.17	3	3.00	16.96	1.0	33.93	17.03
10	2	2	2.86	25	1.0	20.20	3	3.00	18.85	1.0	37.70	19.30
11	2	2	4.29	25	1.0	30.29	3	3.00	20.73	1.0	41.47	23.92
12	5	5	5.71	25	1.0	40.39	5	3.15	22.62	1.0	46.40	28.93

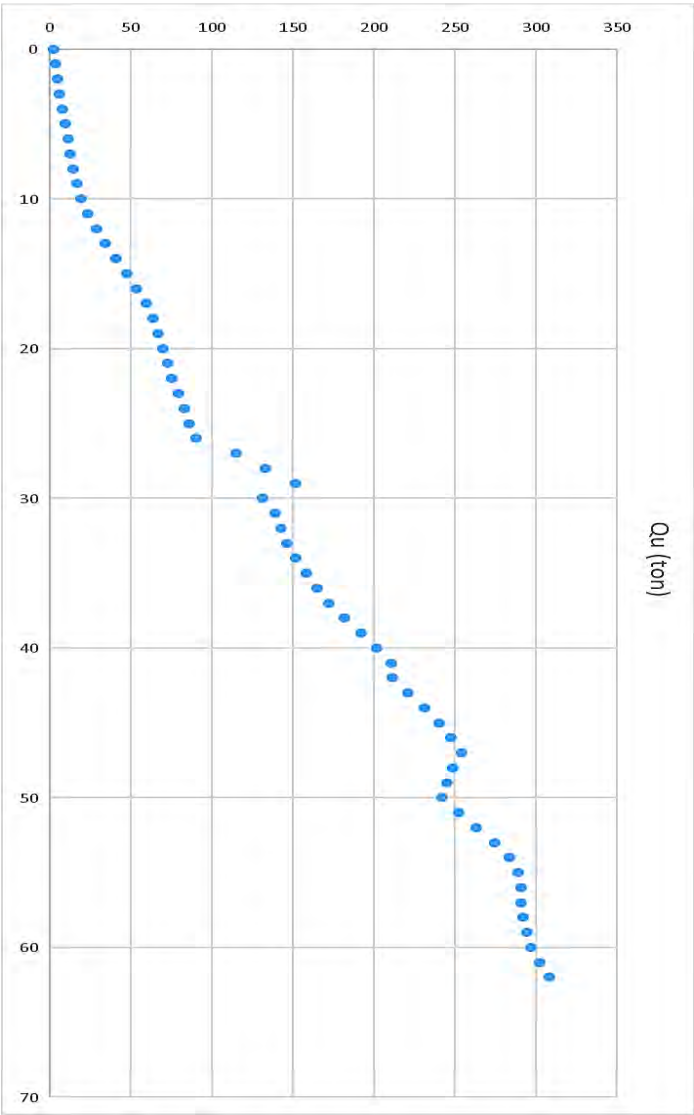
13	5	5	7.29	25	1.0	51.50	5	3.29	24.50	1.0	51.34	34.28
14	12	12	8.86	25	1.0	62.61	12	3.87	26.39	1.0	60.40	41.00
15	12	12	10.43	25	1.0	73.72	12	4.38	28.27	1.0	69.51	47.74
16	13	13	11.57	25	1.0	81.79	13	4.88	30.16	1.0	79.24	53.68
17	13	13	12.86	25	1.0	90.88	13	5.33	32.04	1.0	89.01	59.96
18	13	13	13.14	25	1.0	92.90	13	5.74	33.93	1.0	98.81	63.90
19	13	13	13.14	25	1.0	92.90	13	6.10	35.81	1.0	108.64	67.18
20	14	14	13.00	25	1.0	91.89	14	6.48	37.70	1.0	119.08	70.32
21	14	14	12.71	25	1.0	89.87	14	6.82	39.58	1.0	129.55	73.14
22	12	12	12.43	25	1.0	87.85	12	7.04	41.47	1.0	138.83	75.56
23	12	12	12.93	25	1.0	91.39	12	7.25	43.35	1.0	148.13	79.84
24	11	11	13.29	25	1.0	93.91	11	7.40	45.24	1.0	156.83	83.58
25	11	11	13.17	25	1.0	93.07	11	7.54	47.12	1.0	165.54	86.20
26	18	16.5	13.40	25	1.0	94.72	16.5	7.87	49.01	1.0	177.58	90.77
27	18	16.5	13.75	40	1.0	155.51	16.5	8.18	50.89	1.0	189.64	115.05
28	32	23.5	16.88	40	1.0	190.85	23.5	8.91	52.78	1.0	209.54	133.47
29	32	23.5	20.00	40	1.0	226.19	23.5	9.64	54.66	1.0	230.37	152.19
30	23	19	20.63	25	1.0	145.79	19	10.21	56.55	1.0	249.08	131.62

31	23	19	21.25	25	1.0	150.21	19	10.79	58.43	1.0	268.52	139.57
32	21	18	19.88	25	1.0	140.49	18	11.32	60.32	1.0	287.95	142.81
33	21	18	18.50	25	1.0	130.77	18	11.86	62.20	1.0	308.06	146.27
34	20	17.5	18.13	25	1.0	128.12	17.5	12.38	64.09	1.0	328.45	152.19
35	20	17.5	17.75	25	1.0	125.47	17.5	12.89	65.97	1.0	349.50	158.32
36	20	17.5	17.63	25	1.0	124.58	17.5	13.41	67.86	1.0	371.20	165.26
37	20	17.5	17.50	25	1.0	123.70	17.5	13.93	69.74	1.0	393.55	172.42
38	25	20	18.13	25	1.0	128.12	20	14.54	71.63	1.0	418.68	182.27
39	25	20	18.75	25	1.0	132.54	20	15.14	73.51	1.0	444.58	192.37
40	24	19.5	19.25	25	1.0	136.07	19.5	15.66	75.40	1.0	468.99	201.69
41	24	19.5	19.75	25	1.0	139.60	19.5	16.18	77.28	1.0	494.06	211.22
42	33	24	20.75	20	1.0	117.34	24	16.61	79.17	1.0	517.42	211.59
43	33	24	21.75	20	1.0	122.99	24	17.04	81.05	1.0	541.32	221.44
44	33	24	22.88	20	1.0	129.36	24	17.43	82.94	1.0	564.77	234.07
45	31	23	23.75	20	1.0	134.30	23	17.79	84.82	1.0	587.70	240.67
46	31	23	23.50	20	1.0	132.89	23	18.14	86.71	1.0	611.08	247.99
47	10	10	20.00	25	1.0	141.37	10	18.04	88.59	1.0	621.21	254.19
48	10	10	16.50	25	1.0	116.63	10	17.89	90.48	1.0	630.11	248.92

49	11	11	13.50	25	1.0	95.43	11	17.79	92.36	1.0	639.94	245.12
50	11	11	10.50	25	1.0	74.22	11	17.75	94.25	1.0	651.88	242.03
51	19	17	12.25	25	1.0	86.59	17	17.93	96.13	1.0	670.64	252.41
52	19	17	14.00	25	1.0	98.96	17	18.14	98.02	1.0	690.79	263.25
53	21	18	15.75	25	1.0	111.33	18	18.39	99.90	1.0	712.40	274.58
54	21	18	17.50	25	1.0	123.70	18	18.45	101.79	1.0	727.66	283.79
55	20	17.5	17.63	25	1.0	124.58	17.5	18.48	103.67	1.0	742.37	288.98
56	20	17.5	17.75	25	1.0	125.47	17.5	18.27	105.56	1.0	748.33	291.26
57	16	15.5	17.13	25	1.0	121.05	15.5	17.98	107.44	1.0	751.46	290.84
58	16	15.5	16.50	25	1.0	116.63	15.5	17.86	109.33	1.0	760.09	292.24
59	17	16	16.13	25	1.0	113.98	16	17.75	111.21	1.0	769.22	294.40
60	17	16	15.75	25	1.0	111.33	16	17.68	113.10	1.0	779.56	296.96
61	21	18	16.38	25	1.0	115.75	18	17.68	114.98	1.0	792.56	302.77
62	21	18	17.00	25	1.0	120.17	18	17.70	116.87	1.0	806.24	308.80

Digunakan Kedalaman 44 m, $Q_u = 234,07$ ton

Tabel 4.86 Grafik Antara Qu dengan Kedalaman

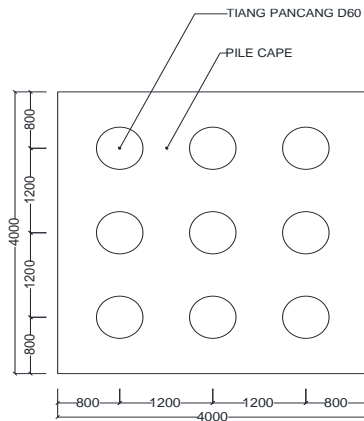


4.5.5.2 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2} \leq P_{ijin tanah} \text{ (1 tiang)}$$

Kontrol ini dilakukan pada tiap jenis susunan tiang pancang. Sebelumnya terlebih dahulu ditentukan jumlah tiang pancang dalam group dengan cara coba-coba dan sesuai dengan besar pile cap. Untuk beberapa contoh perhitungan dilakukan perhitungan dengan menggunakan group tiang pancang tipe 1 dengan kombinasi beban 1D + 1L.



Gambar 4.85 Pondasi Tiang Pancang

$$\begin{aligned}
 P &= 1044,28 \text{ ton} \\
 N &= 9 \text{ tiang} \\
 M_x &= M_x + (H_y \times t_{\text{poer}}) = 9,01 + (4,17 \times 1,5) = 15,27 \text{ ton} \\
 M_y &= M_y + (H_x \times t_{\text{poer}}) = 0,95 + (5,58 \times 1,5) = 9,3 \text{ ton} \\
 X_{\text{max}} &= 1,2 \text{ m} \\
 Y_{\text{max}} &= 1,2 \text{ m} \\
 P_{\text{max}} &= \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{\text{max}}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{\text{max}}}{\Sigma y^2} \\
 P_{\text{max}} &= \frac{1044,28}{9} \pm \frac{15,27 \times 1,2}{7,2} \pm \frac{9,3 \times 1,2}{7,2} \\
 P_{\text{max}} &= 120,48 \text{ ton} \leq 234 \text{ ton (1 tiang)} \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.30 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang

Kombinasi	Kebutuhan Tiang (buah)	P t	My t.m	Σx^2	Mx t.m	Σy^2	Pmax t	Pijin t	Pmax < Pijin
1D + 1L	9	1044.28	17.38	7.2	9.33	7.2	120.48	234.00	ok
1D + 0.75L + 0,525Ey	9	1100.76	67.38	7.2	47.65	7.2	141.48	234.00	ok
1D + 0.75L + 0,525Ex	9	1341.72	77.28	7.2	131.01	7.2	183.79	234.00	ok
1D + 0.75L	9	965.91	15.85	7.2	8.67	7.2	111.41	234.00	ok
1D + 0,7Ey	9	910.59	90.88	7.2	59.55	7.2	126.25	234.00	ok
1D + 0,7Ex	9	1231.86	104.07	7.2	170.71	7.2	182.67	234.00	ok
1D	9	730.79	11.25	7.2	6.68	7.2	84.19	234.00	ok
0,6D + 0,7Ey	9	618.27	90.64	7.2	57.49	7.2	93.39	234.00	ok
0,6D + 0,7Ex	9	939.55	103.84	7.2	168.64	7.2	149.81	234.00	ok

4.5.5.3 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang.

Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang group sebesar 1.5 meter. Untuk daya dukung ini diambil nilai terkecil antara daya dukung bahan dan daya dukung tanah.

- Daya dukung bahan :

Dari spesifikasi bahan tiang pancang (tabel spesifikasi WIKA), didapat :

$$\bar{P}_{1tp} = 252,7 \text{ ton}$$

- Daya dukung tanah :

$$\bar{P}_{1iang} = 234,0 \text{ ton}$$

Maka daya dukung satu tiang pondasi adalah 234,0 ton.

Perhitungan jarak tiang

$2D \leq S \leq 2,5D$ dengan S = jarak antar tiang

$120 \leq S \leq 150$ dipakai $S = 120 \text{ cm}$

$1D \leq S \leq 1,5D$ dengan S = jarak tepi

$60 \leq S \leq 90$ dipakai $S = 80 \text{ cm}$

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (η) menurut Seiler-Keeney Formula.

$$n = \left(1 - \frac{36 \cdot S}{(75 \cdot S^2 - 7)} \times \left(\frac{m + n - 2}{m + n - 1} \right) \right) + \frac{0,3}{m + n}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = Jarak antar tiang pancang

m = Jumlah baris tiang pancang dalam grup

n = Jumlah kolom tiang pancang dalam grup

Sehingga perhitungan efisiensinya menjadi

$$n = \left(1 - \frac{36 \cdot 1,2}{(75 \cdot 1,2^2 - 7)} \times \left(\frac{3 + 3 - 2}{3 + 3 - 1} \right) \right) + \frac{0,3}{3 + 3} = 0,8034$$

$QL (\text{group}) = QL (1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$

Dimana $QL (\text{group})$ harus lebih besar dari P yang terjadi.

Tabel 4.31 Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok

Pijin (ton)	Jumlah tiang	m kolom	n baris	S m	n	Ql (ton)	Pijin tiang (ton)	Ql group > P Ijin
234.00	9	3	3	1.2	0.803	1691.988	1084.353	ok
234.00	9	3	3	1.2	0.803	1691.988	1273.310	ok
234.00	9	3	3	1.2	0.803	1691.988	1654.154	ok
234.00	9	3	3	1.2	0.803	1691.988	1002.685	ok
234.00	9	3	3	1.2	0.803	1691.988	1136.238	ok
234.00	9	3	3	1.2	0.803	1691.988	1644.031	ok
234.00	9	3	3	1.2	0.803	1691.988	757.681	ok
234.00	9	3	3	1.2	0.803	1691.988	840.476	ok
234.00	9	3	3	1.2	0.803	1691.988	1348.268	ok

4.5.5.4 Kontrol Kekuatan Tiang

Direncanakan tiang pancang beton dengan :

- Diameter tiang : 600 mm
- Tebal tiang : 100 mm
- Klasifikasi : A1
- *Bending moment crack* : 17 tm
- *Bending momen ultimate* : 25,5 tm
- *Allowable axial load* : 252,7 tm

f. Kontrol terhadap Gaya Aksial

Untuk tiang pancang diameter 60 cm kelas A1 pada brosur, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 252,7 ton.

$$P_{\max} = 182,67 \text{ ton} < P_{\text{ijin}} = 252,7 \text{ ton}$$

g. Kontrol terhadap Gaya Momen

Perumusan yang dipakai diambil dari buku “Daya Dukung Pondasi Dalam (Herman Wahyudi)” :

$$M_{\max} = H (e + 1,5d + 0,5f)$$

$$f = \frac{H}{9 C_u d}$$

Dimana:

H = Lateral Load

e = jarak antara lateral load (H) dengan muka tanah

D = diameter pondasi

Berdasarkan Tergazhi, untuk tanah lempung berlanau

digunakan $C_u = 10 \text{ N (kpa)} = 10 \cdot 25 = 250 \text{ Kpa}$

Sehingga $C_u = 2,5 \text{ kg/cm}^2$

$$f = \frac{H}{9 C_u d} = \frac{6488,68}{9 \cdot 2,5 \cdot 60} = 4,8 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = H (e + 1,5d + 0,5f)$$

$$= 6488,68 (0 + 1,5 \cdot 60 + 0,5 \cdot 4,8)$$

$$= 599575,8 \text{ kg.cm} = 5,99 \text{ t.m}$$

Untuk diameter 600 mm kelas A1 pada brosur, momen tidak diperkenankan melebihi $M_{\text{crack}} = 17 \text{ tm}$. Cek kekuatan momen tiang :

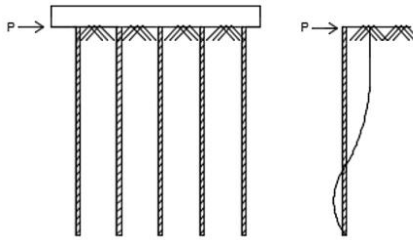
$$M_{\text{crack}} = 5,99 \text{ tm} > M = 17 \text{ tm} \dots\dots\dots (\text{OK})$$

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan kontrol terhadap gaya momen sesuai kombinasi yang terjadi

Tabel 4.32 Rekapitulasi Kontrol terhadap gaya momen

Kombinasi	Hx kg	Hy kg	H kg	e	D cm	Cu kg/m ²	f cm	M.max t.m	M.ijin t.m
1D + 1L	5581.3959	4173.452	620.1551	0	60	2.5	0.459374	0.559564	17
1D + 0.75L + 0,525Ey	18573.8373	12064.52	2063.7597	0	60	2.5	1.528711	1.873158	17
1D + 0.75L + 0,525Ex	46011.5771	6666.399	5112.39746	0	60	2.5	3.786961	4.69796	17
1D + 0.75L	5172.61	3809.644	574.734444	0	60	2.5	0.425729	0.518484	17
1D + 0,7Ey	21814.5556	13724.73	2423.83951	0	60	2.5	1.795437	2.203215	17
1D + 0,7Ex	58398.2086	6527.23	6488.68984	0	60	2.5	4.806437	5.995758	17
1D	3946.2526	2718.223	438.472511	0	60	2.5	0.324794	0.395337	17
0,6D + 0,7Ey	20236.0546	12637.44	2248.45051	0	60	2.5	1.665519	2.04233	17
0,6D + 0,7Ex	56819.7076	5439.94	6313.30084	0	60	2.5	4.676519	5.829592	17

h. Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral



Gambar 4.86 Pondasi Tiang Pancang

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang. Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI} \right)$$

Keterangan:

δ = defleksi yang terjadi

Fd = koefisien defleksi

P = Gaya lateral 1 tiang

T = Relative stiffnes Factor

Tipe 1

Jumlah Tiang = 9

H_{max} = 58,398 ton

H_{max} 1 tiang = 6,488 ton

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

Didapatkan

$$E = 4700 \sqrt{fc} = 4700 \sqrt{52}$$

$$= 338921,82 \text{ Mpa} = 338921,82 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{64} \pi (d_2 - d_1)^4 = \frac{1}{64} \pi (600 - 100)^4 = 306919,64 \text{ cm}^4$$

$f = 0,096 \text{ kg/cm}^3$ (grafik *immediate settlement of isolate footing*)

$$T = \left(\frac{228921,8 \cdot 306919,64}{0,096} \right)^{\frac{1}{5}} = 255,25 \text{ cm}$$

F_d = koefisien defleksi

$L = 44 \text{ m} = 4400 \text{ cm}$

$T = 255,25 \text{ cm}$

$\frac{L}{T} = 16,84$ sehingga $F_d = 0,9$

$$\delta = F_d \left(\frac{PT^3}{EI} \right) = 0,9 \left(\frac{6,48 \cdot 16630748^3}{338921,8 \cdot 306919,6} \right)$$

$$= 0,933 \text{ cm} < 2,5 \text{ cm}$$

Kontrol Momen

$F_m = 0,9$

$M_p = F_m \cdot P \cdot T$

$$= 0,9 \cdot 6,4 \cdot 2,55 = 14,9 \text{ ton}$$

$M_p < M_{\text{crack}}$

$14,9 \text{ ton} < 17 \text{ ton (OK)}$

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan kontrol gaya lateral berdasarkan kombinasi yang terjadi

Tabel 4.33 Rekapitulasi Kontrol terhadap gaya lateral

Kombinasi	H max 1 tiang ton	defleksi cm	Mmax ton	Mu Ijin ton
1D + 1L	0.62	0.09	1.42467	17
1D + 0.75L + 0	2.06	0.30	4.74102	17
1D + 0.75L + 0	5.11	0.74	11.7446	17
1D + 0.75L	0.57	0.08	1.32032	17
1D + 0,7Ey	2.42	0.35	5.56823	17
1D + 0,7Ex	6.49	0.93	14.9063	17
1D	0.44	0.06	1.00729	17
0,6D + 0,7Ey	2.25	0.32	5.16531	17
0,6D + 0,7Ex	6.31	0.91	14.5034	17

4.5.6 Perencanaan Poer Pada Kolom

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

Data-data perancangan poer

- P_u = 1749,51 ton
- P_{max} (1 tiang) = 183,79 ton
- Jumlah tiang pancang = 9 buah
- Dimensi poer = 4 x 4 x 1,5 m
- Mutu beton (f_c') = 30 MPa
- Mutu baja (f_y) = 400 MPa
- Diameter tulangan = 25 mm
- Selimut beton = 70 mm
- λ = 1 (beton normal)
- α_s = 40 (kolom interior)
- Tinggi efektif (d)
 $d_x = 1500 - 70 - \frac{1}{2} 25 = 1417,5 \text{ mm}$
 $d_y = 1500 - 70 - 25 - \frac{1}{2}(25) = 1392,5 \text{ mm}$

4.5.6.1 Kontrol Geser Pons

A. Akibat Kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Perencanaan geser pons pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

Untuk pondasi tapak non- prategang (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

dimana :

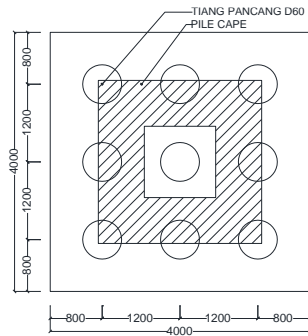
$\alpha_s = 20$ untuk kolom sudut, $\alpha_s = 30$ untuk kolom tepi, $\alpha_s = 40$ untuk kolom interior

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek
 $= 1100/1100 = 1$

b_o = Keliling penampang kritis :

$b_o = 2 (b_{\text{kolom}} + d) + 2 (h_{\text{kolom}} + d)$

$b_o = 2 (1100 + 1417,5) + 2 (1100 + 1417,5) = 10070 \text{ mm}$



Gambar 4.87 Area Kritis Geser Akibat Kolom

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1. \sqrt{30} \times 10070 \times 1417,5 \\ &= 39873406,62 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,083 \times \left(\frac{30.1118}{10072} + 2 \right) 1. \sqrt{30} \times 10070 \times 1417,5 \\ &= 40381907,65 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,333.1. \sqrt{30} \times 10070 \times 1417,5 \\ &= 26034989,03 \text{ N} \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah $26034989,03 \text{ N} = 2653923,4 \text{ Kg}$

$$\phi V_c = 0,75 \times 2653923 = 1990442 \text{ Kg} \\ = 1990,44 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 1990,44 \text{ ton} > P_u - P_{\text{pile}}$$

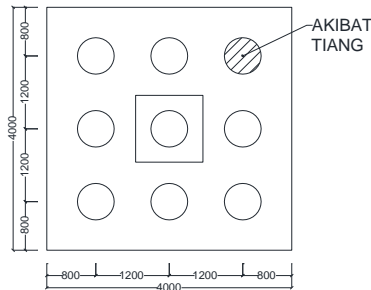
$$\phi V_c = 1990,44 \text{ ton} > 1749,51 - (183,79 \times 9) \\ = 1990,44 \text{ ton} > 339,3 \text{ ton (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

B. Akibat Pancang

$$\beta = \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} \\ = 1100/1100 = 1$$

$$b_o = (0,25 \times \pi \times (600 + 1417,5)) \\ = 1584,54 \text{ mm}$$



Gambar 4.88 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) 1. \sqrt{30} \times 1584,54 \times 1417,5 \\ = 6274184,64 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$\begin{aligned}
&= 0,083 \times \left(\frac{40.919}{2614,48} + 2 \right) 1. \sqrt{30} \times 1584,54 \times 1417,5 \\
&= 29445690,31 \text{ N} \\
V_{c3} &= 0,333 \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \\
&= 0,333 \cdot 1. \sqrt{30} \times 1584,54 \times 1417,5 \\
&= 4096673,5 \text{ N}
\end{aligned}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah
 $4096673,5 \text{ N} = 417601,78 \text{ Kg}$

$$\begin{aligned}
\phi V_c &= 0,75 \times 417601,78 = 313201,3 \text{ Kg} \\
&= 313,201 \text{ ton}
\end{aligned}$$

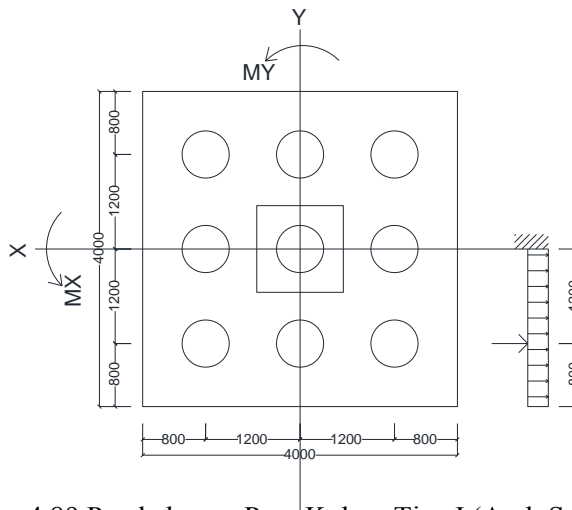
$$\begin{aligned}
\phi V_c &= 313,2 \text{ ton} > P_{\text{mak}} \\
\phi V_c &= 313,2 \text{ ton} > 183,794 \text{ ton} \\
&= 313,2 \text{ ton} > 183,794 \text{ ton (OK)}
\end{aligned}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

4.5.6.2 Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, *poer* dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

A. Penulangan Arah x



Gambar 4.89 Pembebanan Poer Kolom Tipe I (Arah Sumbu X)

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= 183,79 \text{ ton} \\
 P &= 3 \times 183,79 = 551,384 \text{ ton} \\
 q &= 4 \times 2,4 \times 1,5 = 14,4 \text{ ton/m} \\
 q_u &= 14,4 \text{ ton/m} \times 1,2 = 17,28 \text{ ton/m}
 \end{aligned}$$

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned}
 M_u &= P_{\max} a - \frac{1}{2} q_u x. L^2 \\
 &= (551,384 \times 1,2) - (\frac{1}{2} \times 17,28 \times (1,2+0,8)^2) \\
 &= 551,384 \text{ tonm} \\
 &= 5234215584 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$d_x = 1500 - 70 - \frac{1}{2} 25 = 1417,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1500 - 70 - 25 - \frac{1}{2}(24) = 1392,5 \text{ mm}$$

- Mencari ρ_{\min}

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} = 0,0034$$

tidak lebih kecil dari

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

digunakan $\rho_{\min} = 0,0035$

- Menentukan Harga m

$$m = \frac{fy}{0,85.f'c} = \frac{400}{0,85.30} = 15,69$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{5234215584}{4000 \times 1417,5^2} = 0,6512$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m.Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{15,65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 0,651}{400}} \right) = 0,00164 \end{aligned}$$

$$\rho < \rho_{\min} \rightarrow \rho = \rho_{\min} = 0,0035$$

- Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d_x \\ &= 0,0035 \times 1000 \times 1417,5 = 4961,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan Tulangan D25 ($A_s = 452,389 \text{ mm}^2$)

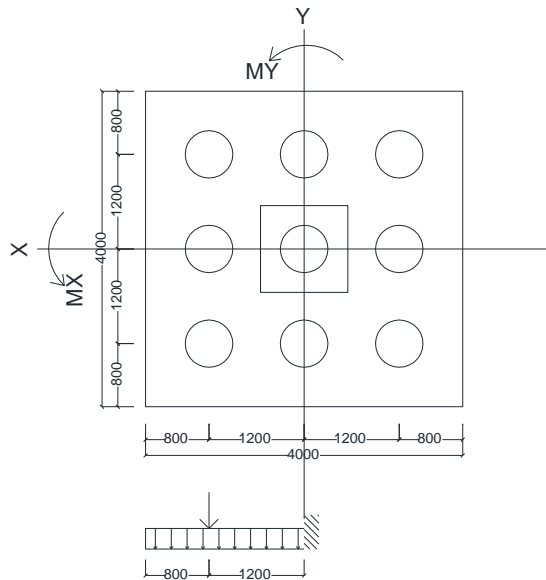
$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{4961,25}{452,389} = 10,97 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{10,97} = 97,94 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur atas D24–90 mm

$$\begin{aligned} A_s &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{90} \\ &= 5454,154 \text{ mm}^2 > 4963 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)} \end{aligned}$$

B. Penulangan Arah y



Gambar 4.90 Pembebanan Poer Kolom Tipe I (Arah Sumbu Y)

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= 183,79 \text{ ton} \\
 P &= 3 \times 183,79 = 551,384 \text{ ton} \\
 q &= 4 \times 2,4 \times 1,5 = 14,4 \text{ ton/m} \\
 q_u &= 14,4 \text{ ton/m} \times 1,2 = 17,28 \text{ ton/m}
 \end{aligned}$$

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned}
 Mu &= P_{\max} a - \frac{1}{2} q_u x. L^2 \\
 &= (551,384 \times 1,2) - (\frac{1}{2} \times 17,28 \times (1,2+0,8)^2) \\
 &= 551,384 \text{ tonm} \\
 &= 5234215584 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$d_x = 1500 - 70 - \frac{1}{2} 25 = 1417,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1500 - 70 - 25 - \frac{1}{2}(24) = 1392,5 \text{ mm}$$

- Mencari ρ_{\min}

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} = 0,0034$$

tidak lebih kecil dari

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

digunakan $\rho_{\min} = 0,0035$

- Menentukan Harga m

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,69$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{5234215584}{4000 \times 1417,5^2} = 0,6512$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 0,651}{400}} \right) = 0,00164$$

$$\rho < \rho_{\min} \rightarrow \rho = \rho_{\min} = 0,0035$$

- Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$A_s = \rho \times b \times d_x$$

$$= 0,0035 \times 1000 \times 1417,5 = 4961,25 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D25 ($A_s = 452,389 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{4961,25}{452,389} = 10,97 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{10,97} = 97,94 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur atas D24–90 mm

$$A_s = \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{90}$$

$$= 5454,154 \text{ mm}^2 > 4963 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

4.5.7 Perencanaan Kolom Pedestal

Besarnya gaya – gaya dalam kolom diperoleh dari hasil analisis ETABS 2016 pada pada kolom lantai 1, adalah :

$$M_u = 118739 \text{ kg.m}$$

$$P_u = 1628379 \text{ kg} = 1659917.43 \text{ N}$$

$$V_u = 21378 \text{ kg} = 21792,04 \text{ N}$$

Data perencanaan kolom :

$b = 1100 \text{ mm}$

$h = 1100 \text{ mm}$

$A_g = 1210000 \text{ mm}^2$

Mutu bahan :

$f'_c = 30 \text{ Mpa}$

$f_y = 400 \text{ Mpa}$

Selimut beton $= 50 \text{ mm}$

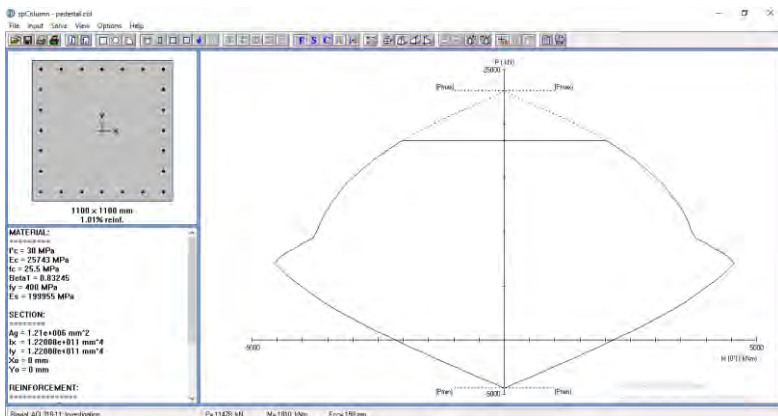
Tulangan sengkang $= \varnothing 10 \text{ mm}$

Tulangan utama $= \varnothing 25 \text{ mm}$

Tinggi efektif $= 1100 - (50 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 25) = 1027,5 \text{ mm}$

Penulangan Lentur pada Kolom

Dari PCACOL didapat nilai $\rho = 1,01 \%$



Gambar 4.91 Hasil Analisis Kolom Pedestal dengan Program PCA Col.

$A_s = 0,0101 \cdot 1100 \cdot 1027,5 = 1027,5 \text{ mm}^2$

Dipasang tulangan 24 D25, $A_s = 11415,53 \text{ mm}^2$ dipasang merata 4 sisi.

Penulangan Geser Kolom

$$V_u = 21343,7 \text{ kg} = 21757,08 \text{ N}$$

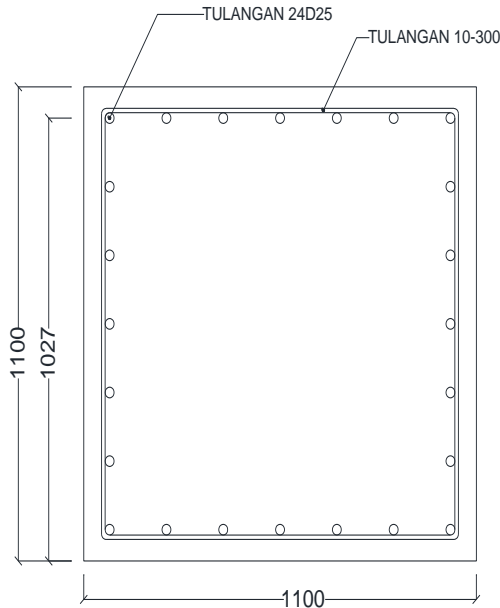
Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton :

$$\begin{aligned} V_c &= 2 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 2 \left(1 + \frac{1260995,923}{14 \cdot 1210000} \right) \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 1100 \times 1027,5 \\ &= 2217153 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,6 V_c = 1330292 \text{ N}$$

Karena $V_u < \phi V_c \rightarrow$ tidak perlu tulangan geser

Jadi dipasang tulangan geser praktis $\phi 10 - 300$, sengkang dua kaki



Gambar 4.92 Penulangan Kolom Pedestal

4.5.8 Perhitungan Sloof Pondasi

Untuk mendukung struktur basement, dilakukan perancangan tie beam yang menghubungkan poer-poe. Desain penulangan pada tie beam akan direncanakan menggunakan tulangan baja. Hal tersebut dilaksanakan karena tie beam menerima kombinasi beban aksial dan lentur. Adapun beban –beban yang ditimpakan ke sloof meliputi : berat sendiri sloof, , beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom. Sehingga data perencanaannya sebagai berikut :

Dimensi sloof = 450×700 mm

Mutu beton (f_c) = 30 MPa

Mutu baja (f_y) = 400 Mpa

Tulangan utama = D25

Tulangan sengkang = $\emptyset 10$

Selimut beton = 50 mm

Bentang Tie Beam = 10 m

Gaya aksial kolom = 1628379 kg

P_u sloof = $10\% \times 1628379$ kg

= 162837 Kg = 162837 N

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3.2 Balok sloof yang didesain sebagai pengikat horizontal antara *poer* harus diporoposikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil harus sama dengan atau lebih besar jarak antar kolom yang disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450

$$\frac{l}{20} = \frac{10000}{20} = 500 \text{ mm}$$

$$\leq 450 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi sloof terkecil adalah 450 mm, maka dimensi tersebut telah memenuhi kriteria pendesainan.

4.5.8.1 Penulangan Lentur Sloof

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya seperti penulangan pada kolom.

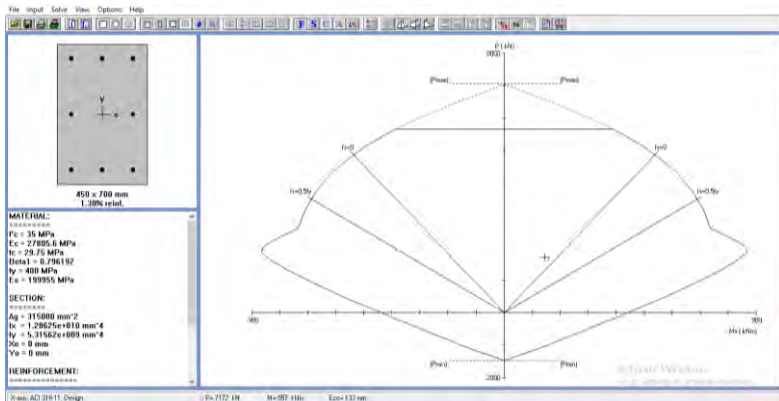
Konstruksi sloof merupakan balok menerus sehingga pada perhitungan momen digunakan momen koefisien. Besarnya koefisien momen tersebut ditentukan pada SNI 2847-2013 Pasal 8.3.3, sebagaimana diperlihatkan dengan analisis berikut ini:

$$q_d = 0,45 \times 0,70 \times 2400 = 756 \text{ kg/m}$$

$$q_u = 1,2 \times 756 = 907,2 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} M_{u \text{ tumpuan}} &= \frac{1}{12} \times q_u \times l^2 \\ &= \frac{1}{12} \times 907,2 \times 10^2 \\ &= 7560 \text{ kgm} = 74088000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$P_u \text{ Sloof} = 162837 \text{ N}$$



Gambar 4.93 Hasil Analisis Sloof dengan Program PCA Col.

Dari analisis PCACOL didapat :

$$\rho = 0,013$$

$$\text{Dipasang tulangan} = 8 \text{ D } 25 \text{ (As} = 3926,991 \text{ mm}^2\text{)}$$

- Periksa lebar sloof

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar tie beam yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

2 x selimut beton ($p = 50 \text{ mm}$)	: 2 x 50 = 100 mm
2 x sengkang, $\phi_{\text{sengkang}} = 10 \text{ mm}$: 2 x 10 = 20 mm
3 x D25	: 3 x 25 = 75 mm
2 kali jarak antara 25 mm	: <u>2 x 25 = 50 mm</u>
Total	= 245 mm

Total lebar < Lebar balok 450 mm ternyata cukup untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris.

4.5.8.2 Penulangan Geser Sloof

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut :

$$A_g = 450 \times 700 = 315000 \text{ mm}^2$$

$$d = 700 - 50 - 10 - 25/2 = 627,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_w \times d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{162837}{14 \cdot 315000} \right) 1 \sqrt{35} \times 450 \times 627,5 \\ &= 70674,35 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_u = \frac{1}{2} \cdot q_d \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 756 \cdot 10 = 4780 \text{ kg} = 37800 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 70674,35 = 53005,76 \text{ N}$$

$$\phi V_c > V_u$$

$$53005,76 \text{ N} > 37800 \text{ N (tidak perlu tulangan geser)}$$

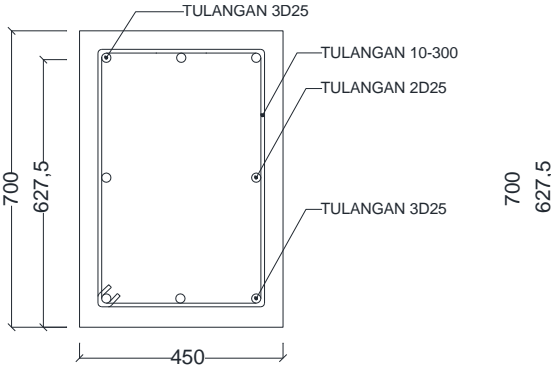
Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:

$$\frac{d}{2} \text{ atau } 300 \text{ mm}$$

$$\frac{927.5}{2} = 463,75 \text{ mm} \rightarrow s = 300 \text{ mm}$$

Dipasang sengkang Ø10 – 300 mm (sengkang dua kaki)

Detail tulangan sloof



Gambar 4.94 Penampang Sloof 450 x 700

BAB V

PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan struktur dan analisa yang telah dilakukan, maka dapat diperoleh kesimpulan sebagai berikut:

1. Hasil perhitungan struktur sekunder:
 - a. Pelat menggunakan bondek dari SUPER FLOOR DECK tebal 0,75 mm
 - Atap menggunakan pelat beton tebal 120 mm dan dipasang tulangan Lentur Wiremesh M8 – 175 (400 Mpa).
 - Atap menggunakan pelat beton tebal 90 mm dan dipasang tulangan wiremesh M10 – 175 (400 Mpa).
 - b. Dimensi balok anak pada atap menggunakan BJ-41 didapatkan
 - Bentang 8,5 m, WF 400 x 200 x 8 x 13
 - Bentang 9,5 m, WF 400 x 300 x 9 x 14
 - Bentang 8,5 m, WF 400 x 300 x 9 x 14
 - c. Dimensi balok anak pada lantai menggunakan BJ-41 didapatkan
 - Bentang 8,5 m, WF 400 x 300 x 9 x 14
 - Bentang 9,5 m, WF 400 x 300 x 10 x 16
 - Bentang 8,5 m, WF 400 x 300 x 10 x 16
 - d. Dimensi balok penggantung lift menggunakan profil WF 400 x 300 x 9 x 14 dengan mutu baja BJ-41.
 - e. Tebal pelat tangga menggunakan bondek dari SUPER FLOOR DECK tebal 0,75 mm dengan tebal pelat beton 90 mm dan dimensi pengaku anak tangga siku 45 x 45 x 5 dengan mutu baja BJ-41.
 - f. Tebal pelat bordes menggunakan bondek dari SUPER FLOOR DECK tebal 0,75 mm dengan tebal pelat beton 90 mm dan dimensi balok bordes WF 100 x 50 x 5 x 7 dengan mutu baja BJ-41.
 - g. Dimensi balok utama tangga menggunakan profil WF 200 x 100 x 4,5 x 7 dan dimensi balok penumpu tangga WF 200 x 100 x 4,5 x 7 dengan mutu baja BJ-41.

2. Analisis ETABS 2016 telah memenuhi kontrol partisipasi massa, kontrol waktu getar alami fundamental, kontrol nilai akhir respon spectrum, kontrol simpangan (*drift*) dan system ganda pada struktur yang direncanakan di kota Jakarta telah memenuhi syarat.

3. Hasil perhitungan struktur primer:
 - a. *Link* arah X dan Y merupakan link pendek dengan panjang *link* 100 cm.
 - b. Dimensi *link* dan balok diluar *link* arah X dan Y pada lantai dengan mutu BJ-41 didapatkan
 - Lantai 1-12, WF 700 x 300 x 13 x 24
 - Lantai 13-22, WF 600 x 300 x 11 x 17
 - c. Dimensi bresing arah memanjang dan melintang dengan mutu BJ-41 didapatkan
 - Lantai 1-12, WF 700 x 300 x 13 x 24
 - Lantai 13-22, WF 600 x 300 x 11 x 17
 - d. Dimensi balok induk Arah X dengan mutu BJ41 didapatkan
 - Lantai 1-12, WF 700 x 300 x 13 x 24
 - Lantai 13-22, WF 600 x 300 x 11 x 17
 - e. Dimensi balok induk Arah Y dengan mutu BJ41 didapatkan
 - Lantai 1-12, bentang 10 m, WF 700 x 300 x 13 x 24
 - Lantai 1-12, bentang 5 m, WF 600 x 300 x 11 x 17
 - Lantai 13-22, bentang 10 m, WF 600 x 300 x 11 x 17
 - Lantai 13-22, bentang 5 m, WF 500 x 300 x 11 x 15
 - f. Dimensi kolom menggunakan tipe Composite Filled Tube dengan mutu baja BJ-41 dan mutu beton K350 didapatkan :
 - Lantai 1-6, *Hollow Square Section* 750x750x25
 - Lantai 7-12, *Hollow Square Section* 600x600x22
 - Lantai 13-18, *Hollow Square Section* 500x500x22
 - Lantai 19-22, *Hollow Square Section* 400x400x22

- g. Perencanaan base plate menggunakan Pelat dari dengan ukuran 1000x1000x80 mm.
4. Hasil Perhitungan Sambungan:
- a. Sambungan balok anak atap dan balok induk menggunakan 2 buah baut diameter 16 mm dan pelat siku 60x60x6.
 - b. Sambungan balok anak atap dan balok induk menggunakan 3 buah baut diameter 16 mm dan pelat siku 60x60x6.
 - c. Sambungan balok utama tangga dan balok tumpu tangga menggunakan 2 buah baut diameter 8 mm dan pelat siku 40x40x4.
 - d. Sambungan balok penumpu tangga dan kolom menggunakan 2 buah baut diameter 12 mm dan *single plate* las sudut ketebalan 6 mm.
 - e. Sambungan balok penumpu tangga dan balok utama tangga menggunakan 2 buah baut diameter 12 mm dan *single plate* las sudut ketebalan 6 mm.
 - f. Sambungan Balok Diluar Link X dan Kolom menggunakan 5 buah baut diameter 25 mm dan 24 buah baut diameter 25 mm pada diaphragm plate setebal 14 mm
 - g. Sambungan Balok Diluar Link Y dan Kolom menggunakan 5 buah baut diameter 25 mm dan 24 buah baut diameter 25 mm pada diaphragm plate setebal 14 mm
 - h. Sambungan Balok Induk dan Kolom menggunakan 5 buah baut diameter 25 mm dan 24 buah baut diameter 25 mm pada diaphragm plate setebal 14 mm
 - i. Sambungan bresing menggunakan 10 baut 25 mm A490 pada badan dengan pelat 14 mm dan menggunakan 4 baut 25 mm A490 pada sayap dengan pelat siku L.100.100.8

- j. Sambungan antar kolom menggunakan las tumpul penetrasi penuh dengan $a = 25$ mm dan pelat dengan tebal 50 mm
 - k. Sambungan Base Plate menggunakan pelat dengan ukuran 1000 x 1000 mm dengan ketebalan 80 mm dan menggunakan baut angkur F1554 M22 8 buah.
5. Hasil perhitungan struktur bawah:
- a. Struktur pondasi menggunakan pondasi tiang pancang beton dengan penampang bulat berongga (*Round Hollow*) dari produk dari PT. WIKA Beton 60 cm (tipe A) dengan kedalaman 44 m.
 - b. Dimensi poer tipe 1 direncanakan 4 m x 4 m x 1,5 m, dengan tulangan lentur arah X D25–90 mm dan tulangan lentur arah Y D25–90 mm
 - c. Dimensi poer tipe 1 direncanakan 3,3 m x 3,3 m x 1,5 m, dengan tulangan lentur arah X D25–90 mm dan tulangan lentur arah Y D25–90 mm
 - d. Dimensi poer tipe 1 direncanakan 3,3 m x 3,6 m x 1,5 m, dengan tulangan lentur arah X D25–90 mm dan tulangan lentur arah Y D25–90 mm
 - e. Dimensi kolom pedestal direncanakan 1100 mm x 1100 mm, dengan tulangan utama 24D25 dan tulangan geser Ø10 – 300.
 - f. Dimensi Tie Beam Basement direncanakan 450 mm x 700 mm, dengan tulangan lentur 8D25 dan tulangan

5.2 Saran

Saran untuk Tugas Akhir ini adalah :

1. Diharapkan perencanaan bangunan gedung dengan system rangka bresing eksentris (SRBE) dapat menjadi rujukan dan inovasipada perancangan gedung di Indonesia.
2. Dapat dilakukan studi perencanaan lebih lanjut mengenai aspek teknis, ekonomis dan estetika agar perencanaan ini lebih

efektif dan efisien sehingga dapat diaplikasikan di kondisi sesungguhnya.

3. Dalam Pelaksanaan di lapangan, terutama pemasangan stud harus diberi pengawasan yang baik dan benar. Terutama jumlah dan jarak stud agar balok induk dapat berkerja sebagai balok komposit penuh dengan baik. Sehingga struktur dapat benar-benar bekerja sebagai struktur rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

Daftar Pustaka

- AISC. 2010. **Specification for Structural Steel Building**, Chicago : American Institute of Steel Construction.
- Badan Standardisasi Nasional Indonesia. 2012. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung**. (SNI 1726-2012). Dewan Standarisasi Indonesia. Jakarta.
- Badan Standardisasi Nasional Indonesia. 2002. **Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung**. (SNI 03-1729-2002). Dewan Standarisasi Indonesia. Jakarta.
- Badan Standardisasi Nasional Indonesia. 2013. **Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung**. (SNI 03-2847-2013). Dewan Standarisasi Indonesia. Jakarta.
- Becker, Roy and Michael Ishler. 1996. **Seismic Design Practice For Eccentrically Braced Frames**. California : Steel Tips Publication.
- Bruneau, M., Uang C.M, Whittaker, A.1998, **Ductile Design of Steel Structures**. New York : Mc Graw-Hill.
- Departemen Pekerjaan Umum. 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983**. Bandung : Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.
- Engelhardt, Michael D., Popov, Egor P. 1989. **Behavior of Long Links in Eccentrically Braced Frames**. Earthquake Engineering Research Center UBC/EERC-89/01. Berkeley : College of Engineering University of California.

- Isdarmanu dan Marwan. 2006. **Buku Ajar Struktur Baja I**. Surabaya : Jurusan Teknik Sipil, ITS.
- Mc Cormac, J.C., & Nelson, J.K.Jr. 2012. **Structural Steel Design, LRFD Method 5th ed**. New Jersey : Prentice Hall
- Moestopo, M, dkk. **Kajian Eksperimental Peningkatan Kinerja Link Geser pada Sistem Rangka Baja Berpengaku Eksentrik**. Tesis Magister Teknik Sipil, Pengutamaan Rekayasa Struktur, ITB.
- Nidiasari dan Budiono. 2010. **Kajian Numerik Perilaku Link Panjang dengan Pengaku Diagonal Badan pada Sistem Rangka Baja Berpengaku Eksentris**, Tesis Magister Teknik Sipil, Pengutamaan Rekayasa Struktur, ITB.
- Purwono, Rahmat. 2005. **Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa**. Surabaya : ITS Press.
- Ruddy, John L. 2005. “Structural Design of Steel Building Components for Fire Conditions”. **Proceedings of the 2005 Structures Congress and the 2005 Forensic Engineering Symposium**. New York : Metropolis and Beyond.
- Salmon, C.G., & Johnson, J.E. 2009. **Steel Structures: Design and Behavior 5th ed**. New Jersey : Prentice Hall.
- Spiegel, Leonard dan Limbrunner, Geogre F. 1998. **Desain Baja Struktural Terapan**. Bandung : PT. ERESKO BANDUNG
- Kazua Nakazawa.1984. **Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi**. Diterjemahkan oleh Suyono Sostrodarsono. Jakarta: Pradya Paramita.
- Setiawan, Agus. 2008. **Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD**. Jakarta : Erlangga.

- Smith, J.C. 1996. **Structural Steel Design, LRFD Approach**. New Jersey : John Wiley & Sons Inc. Somerset.
- Soewardoyo. 2006. **Buku Ajar Struktur Baja II**. Surabaya : Jurusan Teknik Sipil, ITS.
- Liang, Q. Q. 2004. **Performance-Based Optimization of Structures: Theory and Applications**. London dan New York : Spon Press, Taylor dan Francis Group.
- Roeder, C.W. and Popov, E.P. 1977. **Inelastic behaviour of Eccentrically braced steel frames under cyclic loadings**. Berkeley : University of California
- Wahyudi, Herman. 1999. **Daya Dukung Pondasi Dalam**. Surabaya : Jurusan Teknik Sipil, ITS.
- Yurisman. 2010, **Perilaku Link dengan Pengaku Diagonal Badan pada Sistem Struktur Rangka Baja Berpenopang Eksentrik (EBF)**, Disertasi Doktoral Teknik Sipil, Pengutamaan Rekayasa Struktur, ITB.

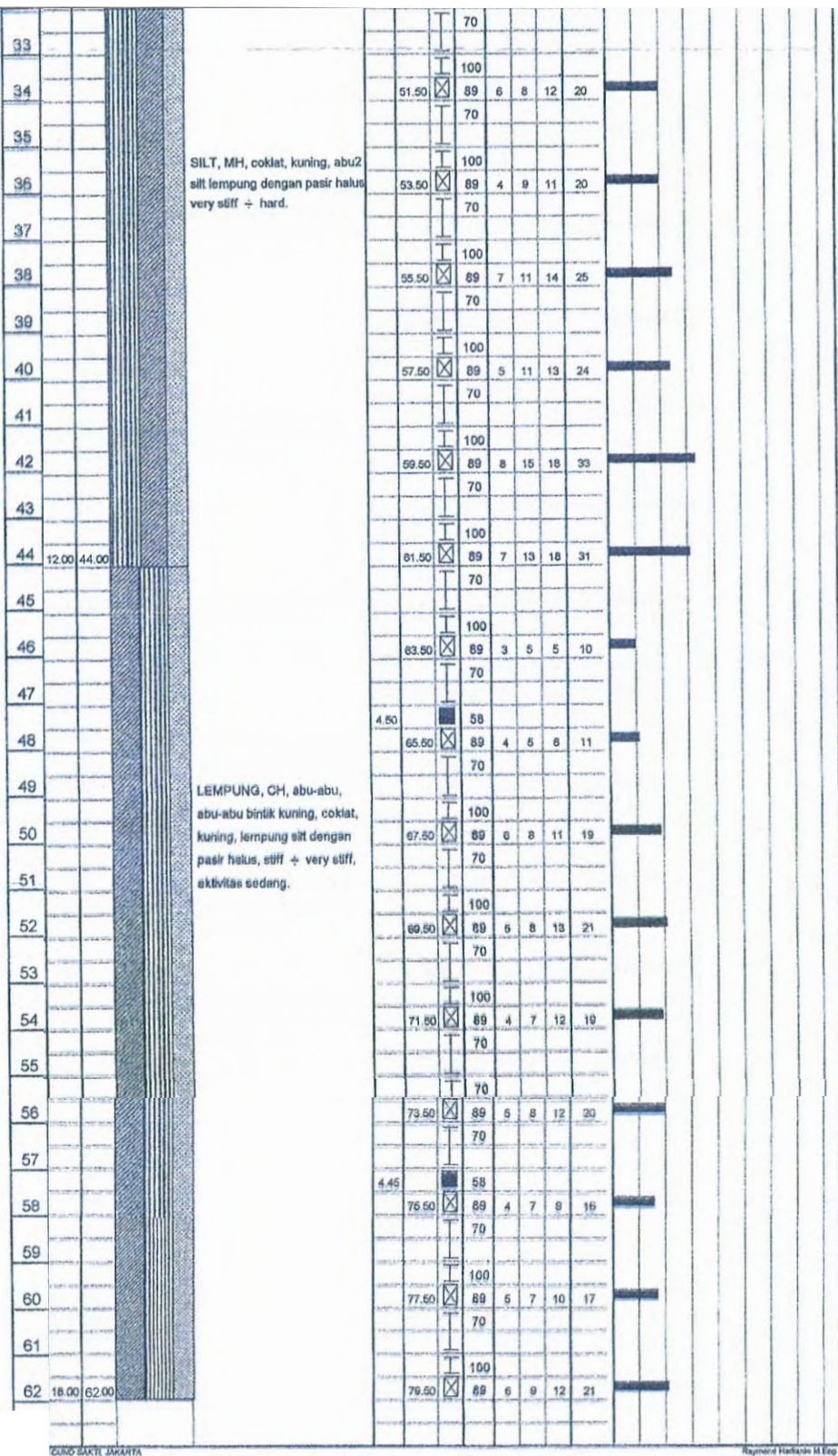
“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

(LAMPIRAN)

BORING LOG & SPT DIAGRAM

PROJECT : HOTEL 17 LANTAI + OFFICE 22 LANTAI
LOCATION : JL.FACHRUDIN, TANAH ABANG - JAKARTA PUSAT
HOLE : DB III
DATE of TEST : 15 - 23 MARET 2014

[illegible]



CUNO BAKTI JAWA

Raymond Hadjadin M Eng

DISTURBED SAMPLE
 STANDARD PENETRATION TEST
 RE SAMPLE
 DISTURBED SAMPLE

- SILT
- LEMPUNG
- PASIR
- CEMENTED
- PUNG
- KEMBANG KARANG
- BATU KARANG

- KULIT KERANG
- KARANG
- ORGANIC
- GUMPALAN CAKAS
- KERIKIL
- KORAL
- BATU

MUKA AIR TANAH = 4.20 M

Catatan : - BEBAN MATI (BERAT SENDIRI **Super Floor Deck**[®] DAN PELAT BETON) SUDAH DIPERHITUNGKAN
- BEBAN BERGUNA DALAM TABEL ADALAH JUMLAH BEBAN HIDUP DAN BEBAN-BEBAN FINISHING LAINNYA
- MUTU BAJA TULANGAN U - 48

Penggunaan

Applications

- 1. Lantai beton : pabrik, gudang, gedung bertingkat, parkir, dll
- 2. Dinding beton : gedung bertingkat, perumahan, penyekat ruangan, dll
- 3. Jalan beton, konstruksi cakar ayam, landasan pesawat terbang
- 4. Saluran irigasi, saluran drainase, bronjong
- 5. Kerangka kolom dan balok praktis untuk perumahan
- 6. Dinding penahan, dinding pemikul beban di dalam gedung
- 7. Pagar, teralis, kandang hewan

- 1. Concrete floor : factory, warehouse, high rise building, car park, etc
- 2. Concrete wall : high rise building, houses, room divider, etc
- 3. Rigid pavement, strip footing construction, landing strip
- 4. Irrigation and drainage open channels, gabion basket
- 5. Non structural column and beam reinforcement for houses
- 6. Retaining wall, structural wall inside the building
- 7. Fence, railings, cages

PERENCANAAN & DESAIN

PLANNING & DESIGN

Perhitungan Konversi

Conversion Calculation

Mengganti tulangan biasa (U-24) dengan JKBL Union (U-50)

Substituting union wire mesh (U-50) for ordinary reinforcement (U-24)

Rumus :

Luas JKBL union (U-50) = Luas tulangan biasa (U-24) x Tegangan leleh U-24 / Tegangan leleh U-50

Formula :

Union Wire Mesh area (U-50) = Mild Steel bar area (U-24) x Yield stress U-24 / Yield stress U-50

Contoh :

Diketahui : Tulangan U-24
Diameter = 10 mm
Jarak spasi = 150 mm
Luas tulangan = 5,24 cm²/m'

Example :

Given : Mild Steel bar U-24
Diameter = 10 mm
Spacing = 150 mm
Cross sectional area = 5.24 cm²/m'

Luas JKBL union = 5,24 cm²/m' x 2.400 kg/cm² / 5.000 kg/cm² = 2,515 cm²/m'

Union Wire Mesh area = 5.24 cm²/m' x 2.400 kg/cm² / 5.000 kg/cm² = 2.515 cm²/m'

Dari Tabel diperoleh : JKBL Union
Diameter 7 mm dengan spasi 150 mm
Luas 2,57 cm²/m'

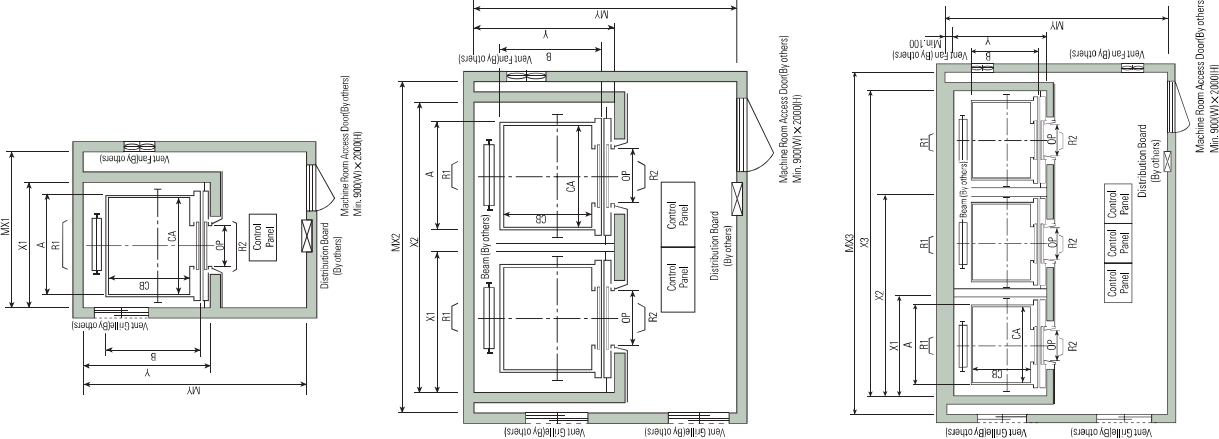
From the Table is obtained : Union Wire Mesh
Diameter 7 mm with 150 mm spacing
Area 2.57 cm²/m'

TABEL LUAS PENAMPANG KAWAT

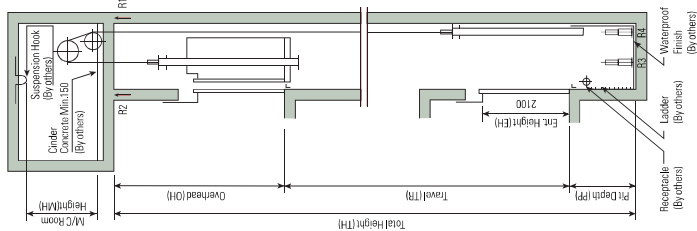
WIRE AREA TABLE

Diameter Kawat Ø Wire Diameter (mm)	Luas Kawat Ø Wire Area (cm²)	Jumlah Luas Penampang Kawat (cm²/m') Menurut Spasinya Setiap Arah Total Wire Area (cm²/m') According to Spacing Each Direction											
		Spasi / Spacing (mm)											
		50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325
4.0	0.126	2.51	1.68	1.26	1.01	0.84	0.72	0.63	0.56	0.50	0.46	0.42	0.39
4.5	0.159	3.18	2.12	1.59	1.27	1.06	0.91	0.80	0.71	0.64	0.58	0.53	0.49
5.0	0.196	3.93	2.62	1.96	1.57	1.31	1.12	0.98	0.87	0.79	0.71	0.65	0.60
5.5	0.238	4.75	3.17	2.38	1.90	1.58	1.36	1.19	1.06	0.95	0.86	0.79	0.73
6.0	0.283	5.65	3.77	2.83	2.26	1.88	1.62	1.41	1.26	1.13	1.03	0.94	0.87
6.5	0.332	6.64	4.42	3.32	2.65	2.21	1.90	1.66	1.47	1.33	1.21	1.11	1.02
7.0	0.385	7.70	5.13	3.85	3.08	2.57	2.20	1.92	1.71	1.54	1.40	1.28	1.18
7.5	0.442	8.84	5.89	4.42	3.53	2.95	2.52	2.21	1.96	1.77	1.61	1.47	1.36
8.0	0.503	10.05	6.70	5.03	4.02	3.35	2.87	2.51	2.23	2.01	1.83	1.68	1.55
8.5	0.567	11.35	7.57	5.67	4.54	3.78	3.24	2.84	2.52	2.27	2.06	1.89	1.75
9.0	0.636	12.72	8.48	6.36	5.09	4.24	3.64	3.18	2.83	2.54	2.31	2.12	1.96
9.5	0.709	14.18	9.45	7.09	5.67	4.73	4.05	3.54	3.15	2.84	2.58	2.36	2.18
10.0	0.785	15.71	10.47	7.85	6.28	5.24	4.49	3.93	3.49	3.14	2.86	2.62	2.42
12.0	1.131	22.62	15.08	11.31	9.05	7.54	6.46	5.65	5.03	4.52	4.11	3.77	3.48
16.0	2.011	40.21	26.81	20.11	16.08	13.40	11.49	10.05	8.94	8.04	7.31	6.70	6.19

Plan of Hoistway & Machine Room



Section of Hoistway



Standard Dimensions & Reactions

Unit: mm

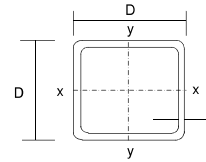
Speed (m/sec)	Capacity		Clear Opening	Car			Hoistway			M/C Room			Pit Reaction (kg)				
	Persons	kg		Internal CA × CB	External A × B	1Car X1	2Cars X2	3Cars X3	Depth Y	1Car MX1	2Cars MX2	3Cars MX3	Depth MY	R1	R2	R3	R4
1	6	450	800	1400 × 850	1460 × 1005	1800	3700	5600	1430	2000	4000	6000	3200	3600	2000	5400	4500
	8	550	800	1400 × 1030	1460 × 1185	1800	3700	5600	1610	2000	4000	6000	3400	4050	2250	6000	4900
	9	600	800	1400 × 1130	1460 × 1285	1800	3700	5600	1710	2000	4000	6000	3500	4100	2450	6300	5100
	10	700	800	1400 × 1250	1460 × 1405	1800	3700	5600	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700	6800	5400
1.5	11	750	800	1400 × 1350	1460 × 1505	1800	3700	5600	1930	2000	4000	6000	3700	4550	2800	7100	5600
	13	900	900	1600 × 1350	1660 × 1505	2050	4200	6350	1980	2300	4400	6800	3750	5100	3750	8100	6300
1.75	15	1000	900	1600 × 1500	1660 × 1655	2050	4200	6350	2130	2300	4400	6800	3850	5450	4300	8600	6600
	17	1150	1100	1800 × 1500	1900 × 1670	2350	4800	7250	2180	2600	4900	7500	3900	6600	5100	11000	8700
2.5	20	1350	1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2550	5200	7850	2030	2800	5250	8300	3800	7800	6000	12200	9500
	24	1600	1100	2150 × 1600	2250 × 1770	2700	5500	8300	2280	2900	5400	8300	4300	8500	6800	13600	10400

Notes: 1. Above hoistway dimensions are based on 15-storied buildings. For application to over 16-storied buildings, the hoistway dimensions shall be at least 5% larger considering the sloping of the hoistways.
2. Above dimensions are based on center opening doors. For applicable dimensions with side opening doors, consult Hyundai.
3. When non-standard capacities and dimensions are required to meet the local code, consult Hyundai.
4. The capacity in persons is calculated at 65kg/person. (EN81-75kg/person)
5. Above dimensions are applied in case the door is standard. In case the protection door that the clear opening is over 1000mm is applied, hoistway size for 1 car should be applied above XI dimension plus 100mm.
6. In case of 2m/sec and 2.5m/sec, hoistway size is above plus 100mm, the machine room size is above plus 100mm.

Speed (m/sec)	Overhead (O H)	Pit (PP)	M/C Room Height (MH)
1	4600	1500	2200
1.5	4800	1800	2400
1.75	5000	2100	2400
2	5000	2100	2600
2.5	5500	2400	2600

Notes: 1. Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 80%.
2. The minimum hoistway dimensions are shown on the above table. Therefore, some allowances should be made considering the sloping of the hoistways.
3. The minimum machine room height should be 2600mm in case of the traction machine with double isolation pad.
4. For gearless (1:1 roping) elevators, the minimum machine room height should be 2400mm.

Super Hot Columns

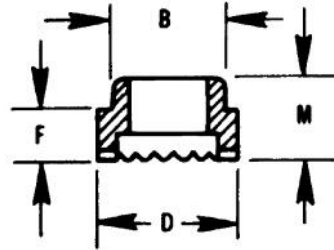
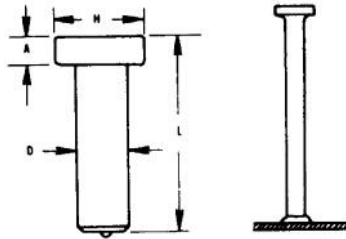


Submerged arc welded steel tubes

Designation Size	Thickness	Mass Per Metre	Area Of Section	Second Moment Of Inertia	Radius Of Gyration	Elastic Modulus	Plastic Modulus	Torsional Constant	Surface Area Per Metre	
D	t		A	I	r	Z	S	J	C	
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴	cm ³	m ² /m
450x450	25	321	409	120600	17.2	5359	6427	197700	8088	1.71
	28	355	452	131200	17.0	5830	7047	217300	8813	1.70
	32	399	509	144100	16.8	6404	7826	242000	9707	1.69
500x500	25	360	459	169400	19.2	6778	8074	275300	10220	1.91
	28	399	508	184900	19.1	7396	8874	303300	11160	1.90
	32	450	573	204000	18.9	8161	9886	338900	12340	1.89
	36	498	635	221500	18.7	8860	10840	372500	13430	1.88
550x550	25	399	509	230000	21.3	8362	9909	371000	12590	2.11
	28	443	564	251600	21.1	9149	10910	409400	13790	2.10
	32	500	637	278600	20.9	10130	12190	458600	15300	2.09
	36	555	707	303500	20.7	11040	13400	505400	16700	2.08
	40	608	775	326500	20.5	11870	14540	549800	18000	2.06
600x600	25	439	559	303400	23.3	10110	11930	486600	15220	2.31
	28	487	620	332700	23.2	11090	13160	537700	16700	2.30
	32	550	701	369400	23.0	12310	14730	603400	18570	2.29
	36	611	779	403700	22.8	13460	16220	666300	20330	2.28
	40	671	855	435500	22.6	14520	17640	726400	21970	2.26
	45	743	947	472000	22.3	15730	19320	797600	23880	2.25
	50	813	1036	504900	22.1	16830	20880	864200	25610	2.23
650x650	25	478	609	391000	25.3	12030	14140	623900	18100	2.51
	28	531	676	429500	25.2	13220	15620	690300	19890	2.50
	32	600	765	478100	25.0	14710	17510	775900	22170	2.49
	36	668	851	523700	24.8	16110	19320	858200	24320	2.48
	40	734	935	566400	24.6	17430	21050	937200	26340	2.46
	45	814	1037	615900	24.4	18950	23100	1031000	28700	2.45
	50	891	1136	661000	24.1	20340	25030	1120000	30880	2.43
	60	1040	1323	739100	23.6	22740	28530	1282000	34720	2.39
700x700	25	517	659	494100	27.4	14120	16540	784900	21220	2.71
	28	575	732	543500	27.2	15530	18280	869200	23360	2.70
	32	651	829	606200	27.0	17320	20530	978300	26080	2.69
	36	724	923	665400	26.9	19010	22670	1084000	28660	2.68
	40	797	1015	721200	26.7	20610	24760	1185000	31110	2.66
	45	885	1127	786300	26.4	22470	27220	1307000	33980	2.65
	50	970	1236	846300	26.2	24180	29560	1422000	36650	2.63
60	1130	1443	951700	25.7	27190	33830	1635000	41410	2.59	
750x750	25	556	709	613800	29.4	16370	19120	971300	24600	2.91
	28	619	788	676000	29.3	18030	21160	1077000	27110	2.90
	32	701	893	755300	29.1	20140	23790	1213000	30320	2.89
	36	781	995	830600	28.9	22150	26320	1345000	33370	2.88
	40	859	1095	901900	28.7	24050	28760	1473000	36280	2.86
	45	955	1217	985500	28.5	26280	31680	1627000	39710	2.85
	50	1050	1336	1063000	28.2	28350	34460	1774000	42920	2.83
60	1230	1563	1202000	27.7	32040	39590	2046000	48700	2.79	
800x800	25	596	759	751500	31.5	18790	31900	1185000	28220	3.11
	28	663	844	828500	31.3	20710	34250	1315000	31140	3.10
	32	751	957	927100	31.1	23180	37290	1483000	34870	3.09
	36	837	1067	1021000	30.9	25530	40230	1646000	38440	3.08
	40	922	1175	1110000	30.7	27760	43070	1804000	41840	3.06
	45	1030	1307	1216000	30.5	30400	46480	1995000	45880	3.05
	50	1130	1436	1314000	30.3	32860	49740	2178000	49680	3.03
	60	1320	1683	1492000	29.8	37290	45790	2521000	56590	2.99



SHEAR CONNECTOR STUD



For welding to fillet or heel of angle consult
SWA representative for ferrule part number.

1" DIAMETER SHEAR CONNECTORS								
Stud Specifications			Ferrule Specifications					
D	H	A	Type	No.	D	B	F	M
1	1 ⁵ / ₈	1/2	Flat Surface	FF-100	1.625	1.416	.633	.835

Standard Length	Weight (lbs) Per 1000	Part Number	Pieces Per Standard Box
4 ¹ / ₄	1133	SC1000425	75
5 ¹ / ₄	1383	SC1000525	60
6 ¹ / ₄	1600	SC1000625	60
8 ¹ / ₄	2050	SC1000825	40
9 ¹ / ₄	2225	SC1000925	40

Mechanical Property Requirements

	Type A ¹	Type B ²
Tensile strength	55,000 psi min (380 MPa)	60,000 psi min (415 MPa)
Yield strength (0.2% offset)	—	50,000 psi min (345 MPa)
Elongation % in 2 in.	17% min	20% min
Reduction of area	50% min	50% min

¹ Type A studs shall be general purpose of any type and size used for purposes other than shear transfer in composite beam design and construction.

² Type B studs shall be studs that are heated, bent, or of other configuration in 1/2 in. (12.7 mm), 5/8 in. (15.9 mm), 3/4 in. (19mm), 7/8 in. (22.2 mm) and 1 in. (25.4 mm) diameter that are used as an essential component in composite beam design and construction.

SHEAR CONNECTOR STUDS are designed to effectively tie the concrete to the steel beams and to resist shear loadings between the concrete slab and steel beam in composite construction. All orders for studs include required ferrules.

LENGTH: Length is before weld. Studs will be approximately ¹/₄" shorter after welding. Lengths for shear connector studs are generally set by governing specifications. Consult your SWA representative for other lengths available for specific applications.

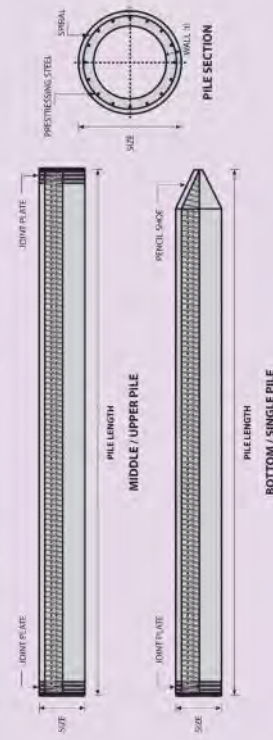
MATERIAL: Low carbon steel.

STUD WELDING PRODUCTS, INC.

Los Angeles • San Francisco • Seattle

Toll Free: (800) 252-1919 • www.studweldprod.com

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES



PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

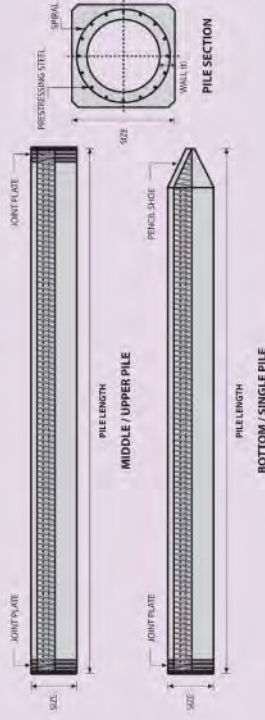
Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm^2)	Section Inertia (cm^4)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile** (m)
						Crack*	Ultimate			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6-12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6-13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6-14
350	65	581.98	62,162.74	145	C	4.00	8.00	65.40	49.66	6-15
					A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6-13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6-14
400	75	765.76	106,488.95	191	B	5.00	9.00	86.40	49.93	6-15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6-16
					A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6-14
450	80	929.91	166,570.38	232	A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6-15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6-16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6-17
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6-14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6-15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6-16
600	100	1,570.80	510,508.81	393	B	11.00	19.80	139.10	78.84	6-17
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6-18
					A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6-15
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6-16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6-17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6-18
1000***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	C	17.00	34.00	169.00	122.04	6-19
					A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6-16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6-17
1200***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6-18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6-19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6-20
1000	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6-20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6-21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6-22
1000	100	1,570.80	510,508.81	393	B	55.00	99.00	388.61	215.80	6-23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6-24
					A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6-22
1000	80	929.91	166,570.38	232	A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6-23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6-24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6-24
1200	120	2,563.54	1,527,869.60	641	C	120.00	240.00	555.23	385.70	6-24
					A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6-24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6-24
1200	100	1,570.80	510,508.81	393	A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6-24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6-24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6-24

Note : *) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)

**) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

***) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN SQUARE PILES



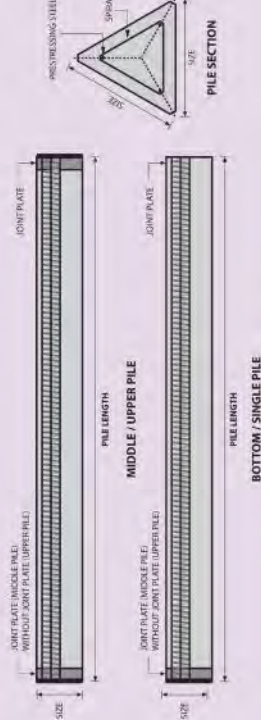
PRESTRESSED CONCRETE SPUN SQUARE PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm^2)	Section Inertia (cm^4)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile** (m)
						Crack*	Ultimate			
400 X 400	75	1109.13	194,159	277	A2	6.50	10.00	182.63	38.00	6-13
					A3	8.00	12.00	180.62	45.30	6-14
					B	10.00	18.00	173.15	73.10	6-15
450 X 450	80	1364.48	307,000	341	C	11.00	22.00	169.49	91.70	6-16
					A1	8.50	12.50	227.01	38.20	6-13
					A2	11.00	17.00	222.95	52.90	6-15
500 X 500	90	1755.30	413,500	435	A3	13.00	20.90	219.05	67.10	6-16
					B	13.50	24.00	215.32	80.90	6-16
					C	15.50	31.00	208.10	114.00	6-16

Note : *) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE TRIANGULAR PILES



PRESTRESSED CONCRETE TRIANGULAR PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 42 \text{ MPa}$ (Cube 500 kg/cm^2)

Size (mm)	Cross Section (cm^2)	Section Inertia (cm^4)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Length of Pile** (m)
					Crack*	Ultimate		
280	318.7	9,080.50	79.7	A	0.66	0.92	42.26	6-8
				B	0.90	1.77	39.50	6-9
320	422.6	16,188.90	105.7	A	0.89	1.11	57.02	6-8
				B	1.20	2.15	54.10	6-9

Note : *) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG MIDTOWN POINT JAKARTA
MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT
BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA
PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Mudji Irmawan, Ir., MS.
Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

BI1 WF 700X300X13x24
BI2 WF 600X300X11x17
BA1 WF 400X300X9X14
BA2 WF 400X300X10X16
BT WF 350X175x6x9
K1 CFT 750X750X25
K5 CFT 400X400X16

Nama Mahasiswa

Adam Prakoso Pramuadita

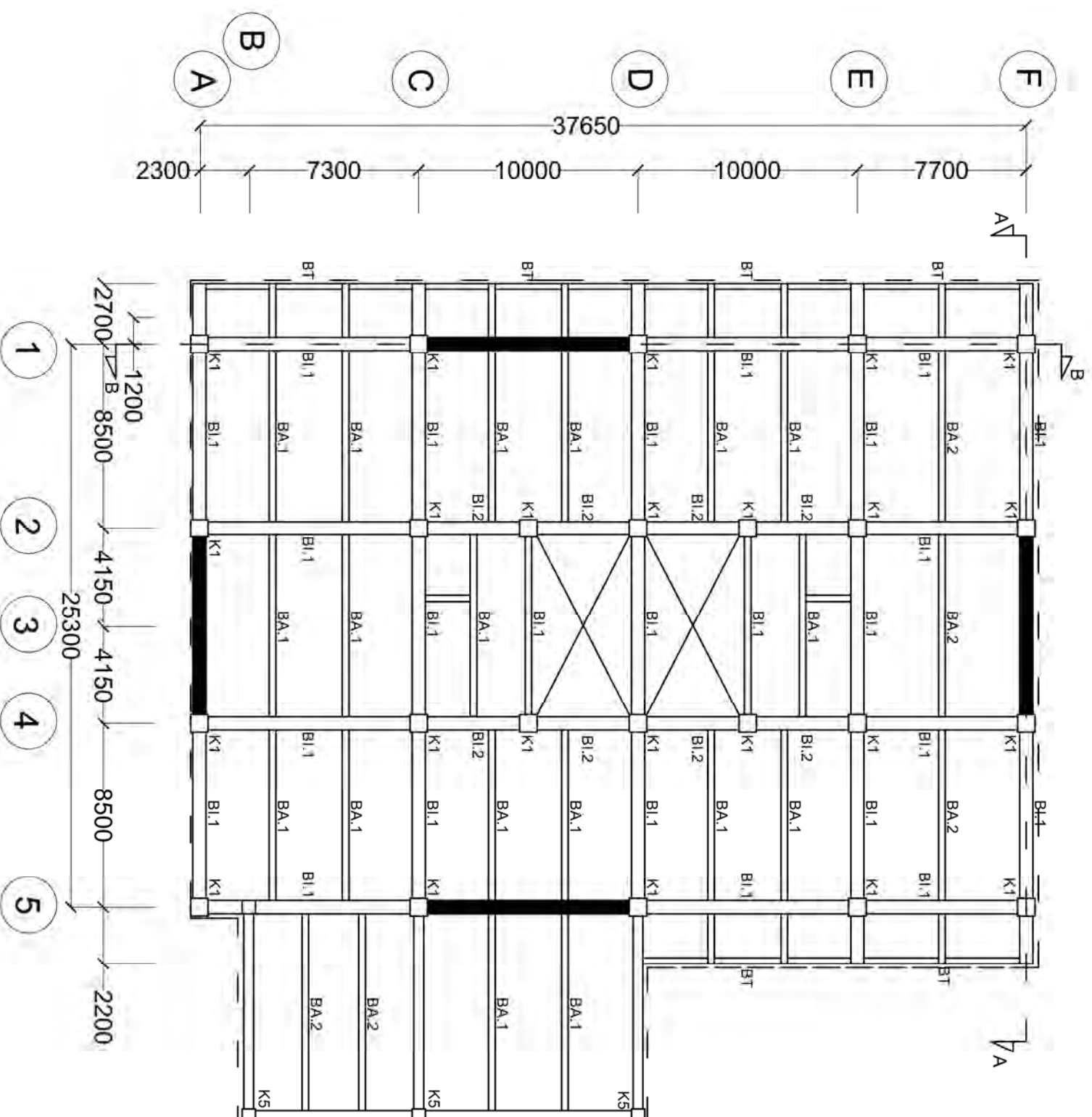
Revisi	Tanggal	Catatan
--------	---------	---------

Nama Gambar

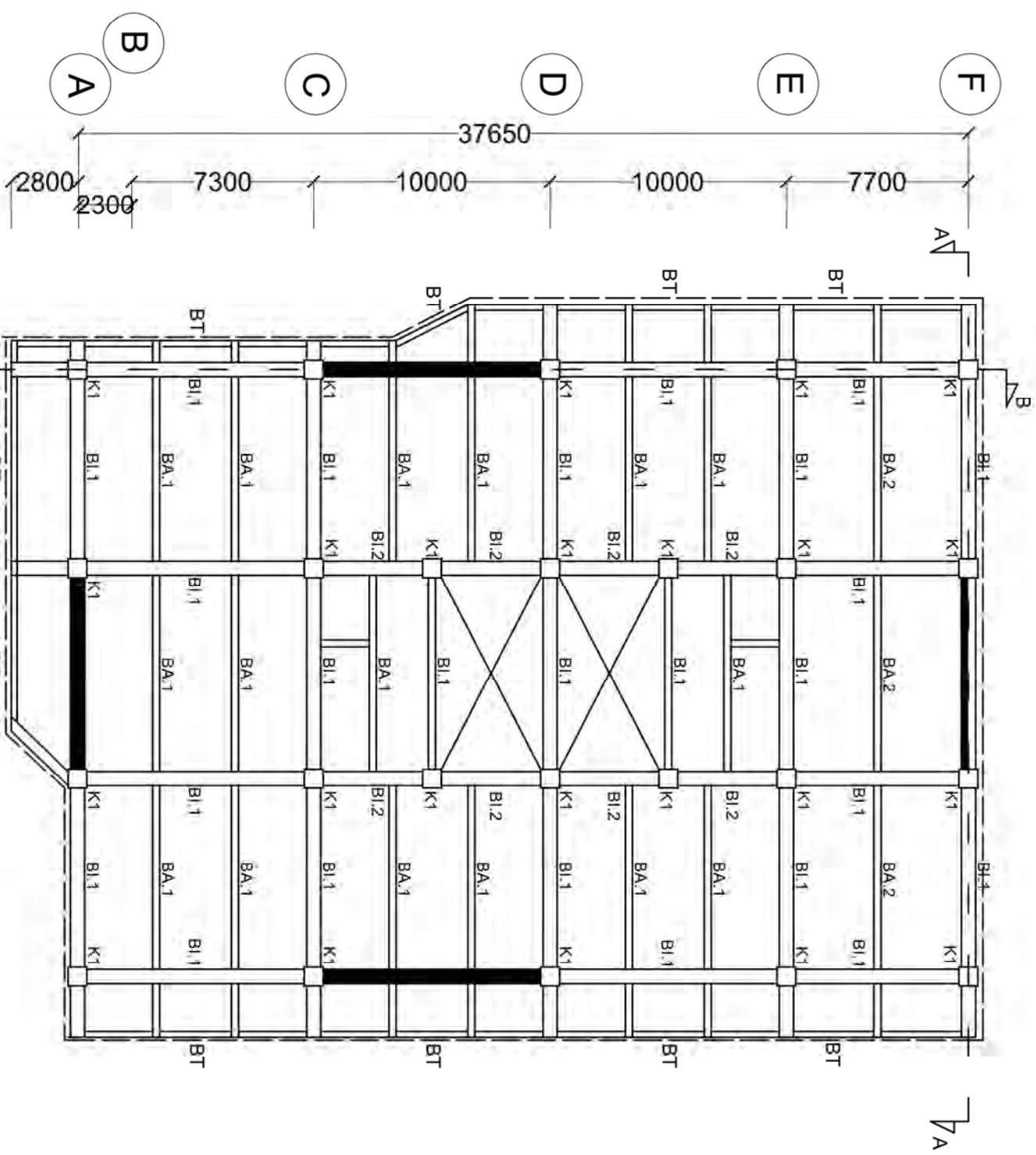
Denah Kolom Balok Lantai 2

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
-------	-----------	---------------

1:250	1	27
-------	---	----

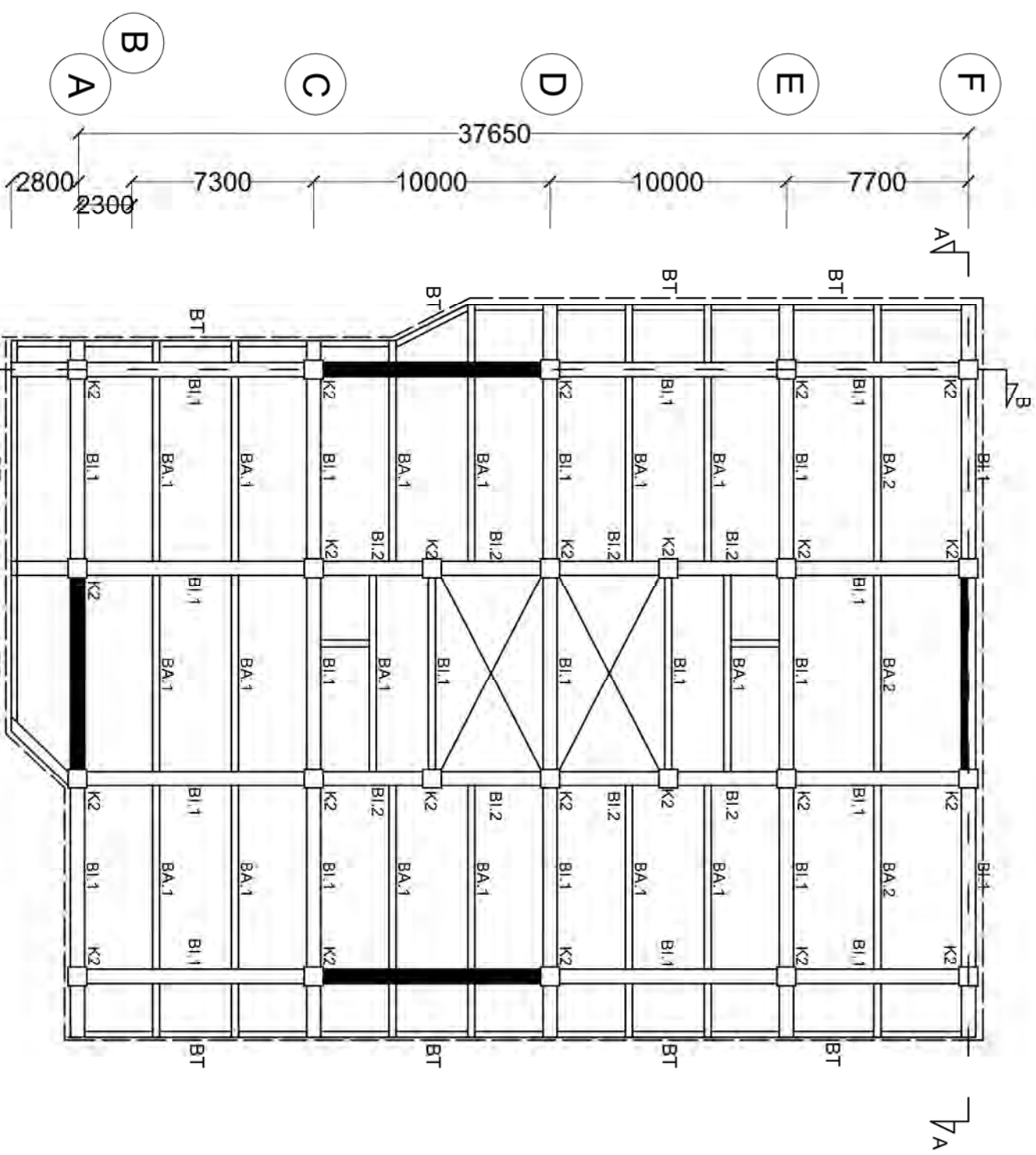


DENAH KOLOM-BALOK LANTAI 2
SKALA 1 : 250



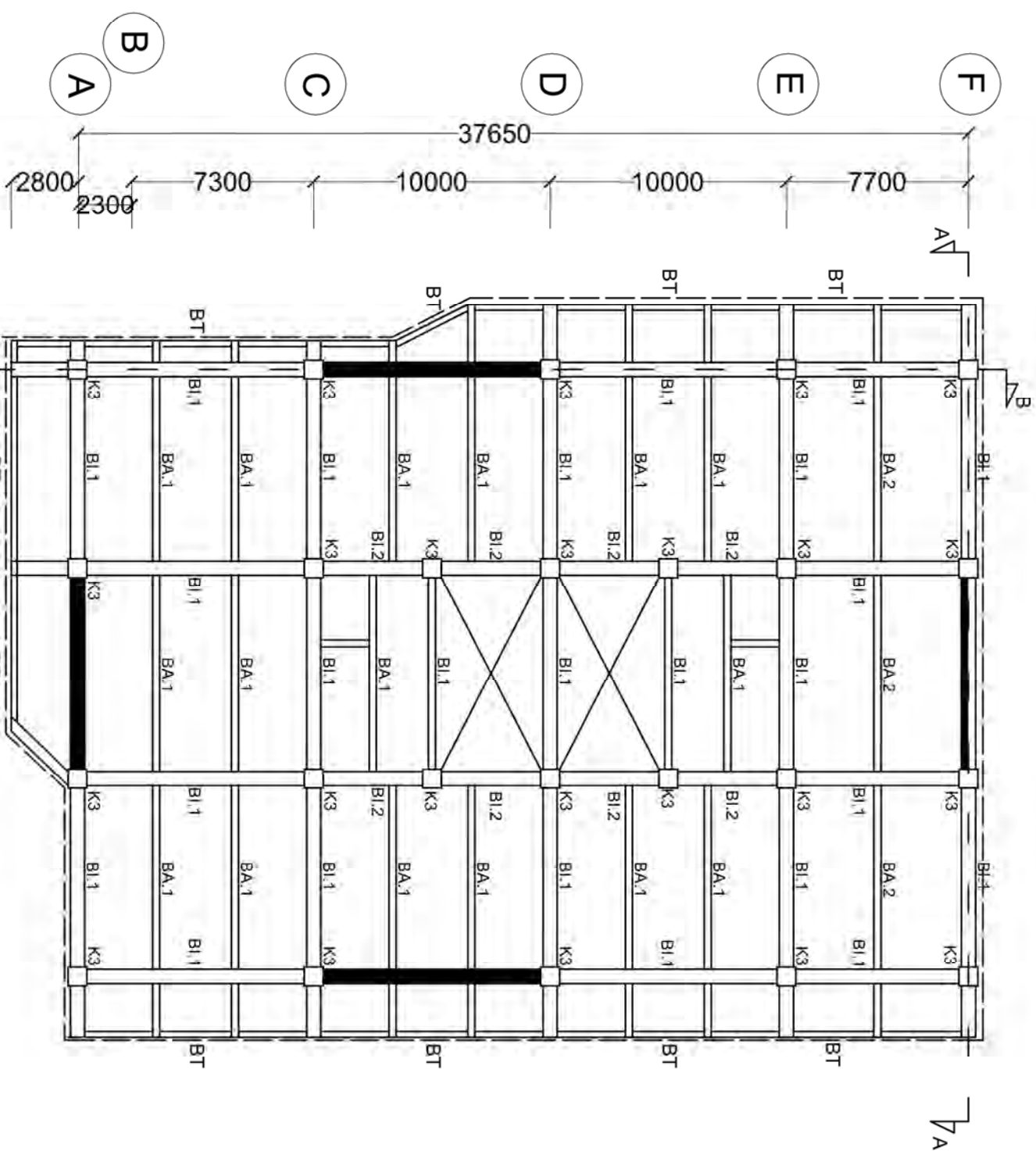
DENAH KOLOM-BALOK LANTAI 3-6 (Tipikal)
SKALA 1 : 250

<div></div> <div>Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember</div>		
Judul Tugas Akhir		
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MIDTOWN POINT JAKARTA MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS		
Dosen Pembimbing		
Mudji Irmawan, Ir., MS. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D		
Keterangan		
BI1 WF 700x300x13x24 BI2 WF 600x300x11x17 BA1 WF 400x300x9x14 BA2 WF 400x300x10x16 BT WF 350x175x6x9 K1 CFT 750X750X25		
Nama Mahasiswa		
Adam Prakoso Prarnudita		
Revisi	Tanggal	Catatan
Nama Gambar		
Denah Kolom Balok Lantai 3-22		
Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:250	2	27



DENAH KOLOM-BALOK LANTAI 7-12 (Tipikal)
SKALA 1 : 250

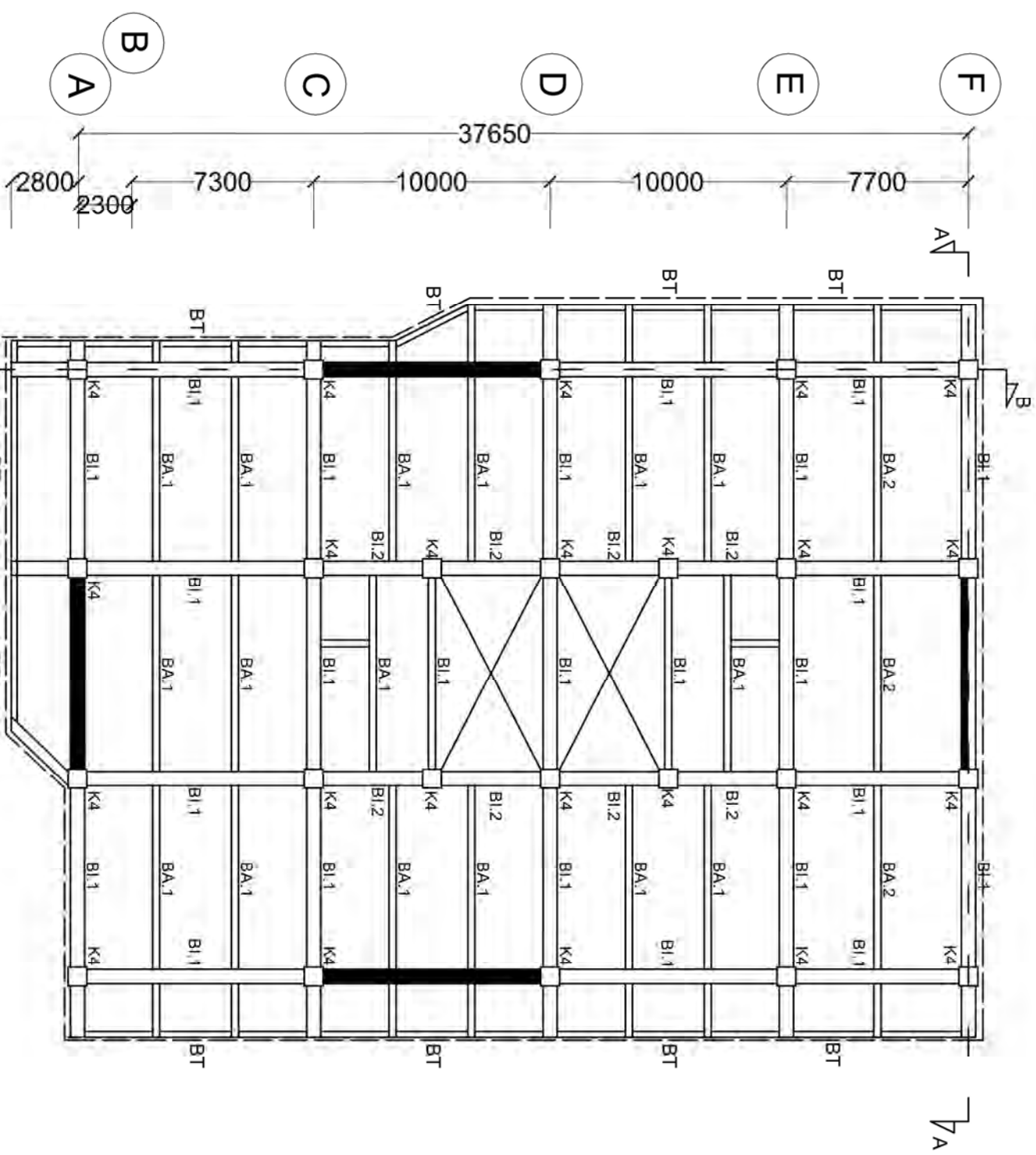
<div></div> <div>Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember</div>		
Judul Tugas Akhir		
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MIDTOWN POINT JAKARTA MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS		
Dosen Pembimbing		
Mudji Irmawan, Ir., MS. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D		
Keterangan		
BI1 WF 700X300X13X24 BI2 WF 600X300X11X17 BA1 WF 400X300X9X14 BA2 WF 400X300X10X16 BT WF 350X175X6X9 K2 CFT 600X600X22		
Nama Mahasiswa		
Adam Prakoso Prarnudita		
Revisi	Tanggal	Catatan
Nama Gambar		
Denah Kolom Balok Lantai 3-22		
Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:250	3	27



DENAH KOLOM-BALOK LANTAI 13-18 (Tipikal)

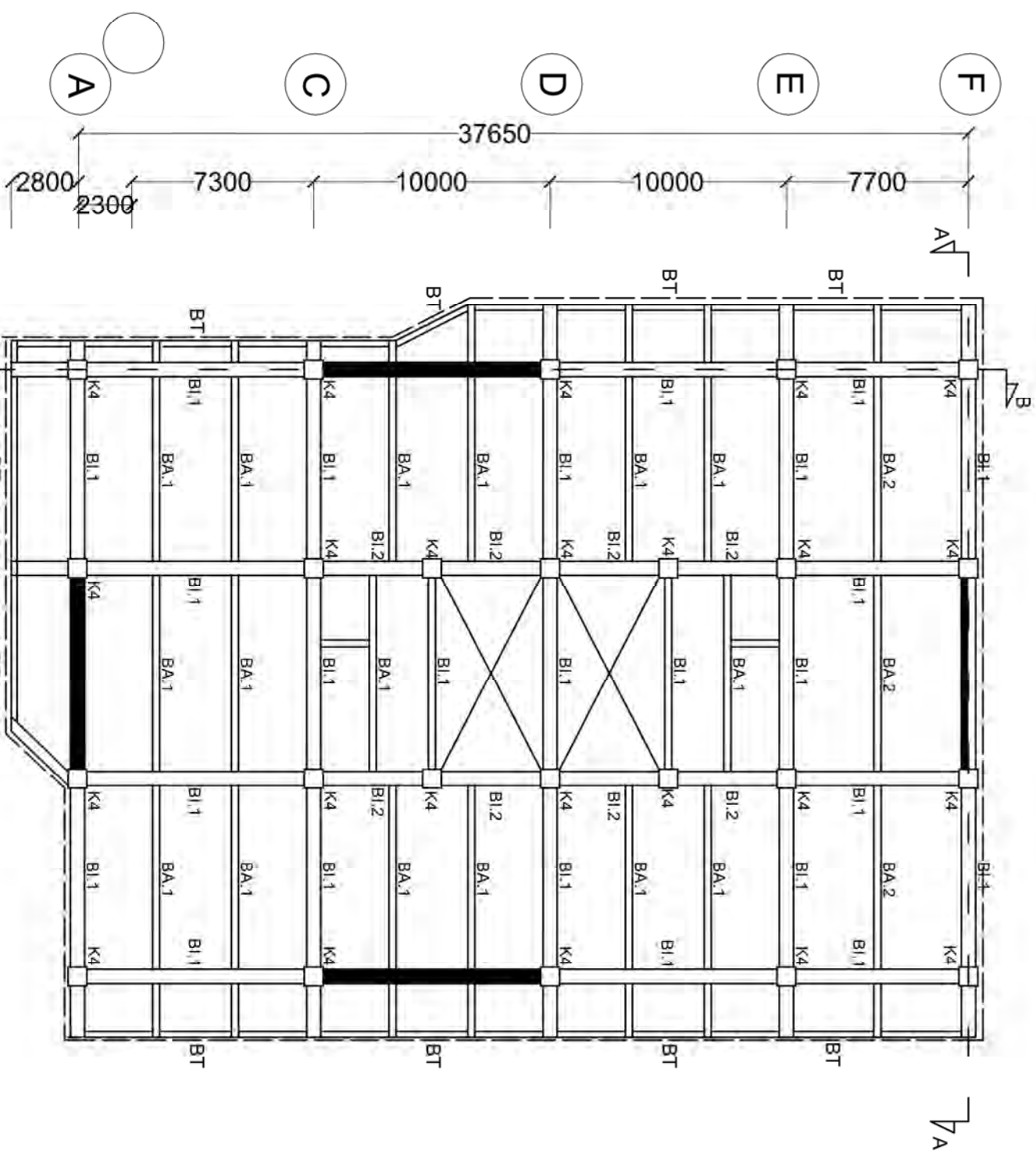
SKALA 1 : 250

<div></div> <div>Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember</div>		
Judul Tugas Akhir		
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MIDTOWN POINT JAKARTA MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS		
Dosen Pembimbing		
Mudji Irmawan, Ir., MS. Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D		
Keterangan		
BI1 WF 600X300X12X17 BI2 WF 500X300X11X15 BA1 WF 400X300X9X14 BA2 WF 400X300X10X16 BT WF 350X175x6x9 K3 CFT 500X500X22		
Nama Mahasiswa		
Adam Prakoso Prarnudita		
Revisi	Tanggal	Catatan
Nama Gambar		
Denah Kolom Balok Lantai 3-22		
Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:250	4	27



DENAH KOLOM-BALOK LANTAI 19-21 (Tipikal)
SKALA 1 : 250

<div></div> <div>Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember</div>		
Judul Tugas Akhir		
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MIDTOWN POINT JAKARTA MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS		
Dosen Pembimbing		
Mudji Irmawan, Ir., MS. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D		
Keterangan		
BI1 WF 600X300X12X17 BI2 WF 500X300X11X15 BA1 WF 400X300X9X14 BA2 WF 400X300X10X16 BT WF 350X175X6X9 K4 CFT 400X400X22		
Nama Mahasiswa		
Adam Prakoso Prarnudita		
Revisi	Tanggal	Catatan
Nama Gambar		
Denah Kolom Balok Lantai 3-22		
Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:250	5	27



DENAH KOLOM-BALOK LANTAI Atap (Tipikal)
SKALA 1 : 250

<div></div> <div>Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember</div>		
Judul Tugas Akhir		
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MIDTOWN POINT JAKARTA MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS		
Dosen Pembimbing		
Mudji Irmawan, Ir., MS. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D		
Keterangan		
B11 WF 600x300x12x17 B12 WF 500x300x11x15 BA1 WF 400X200X8X13 BA2 WF 400X300X9X14 BT WF 350x175x6x9 K4 CFT 400X400X22		
Nama Mahasiswa		
Adam Prakoso Pramudiva		
Revisi	Tanggal	Catatan
Nama Gambar		
Denah Kolom Balok Lantai 3-22		
Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:250	6	27



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG MIDTOWN POINT JAKARTA
MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT
BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA
PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Mudji Irmawan, Ir., MS.
Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Adam Prakoso Pramudita

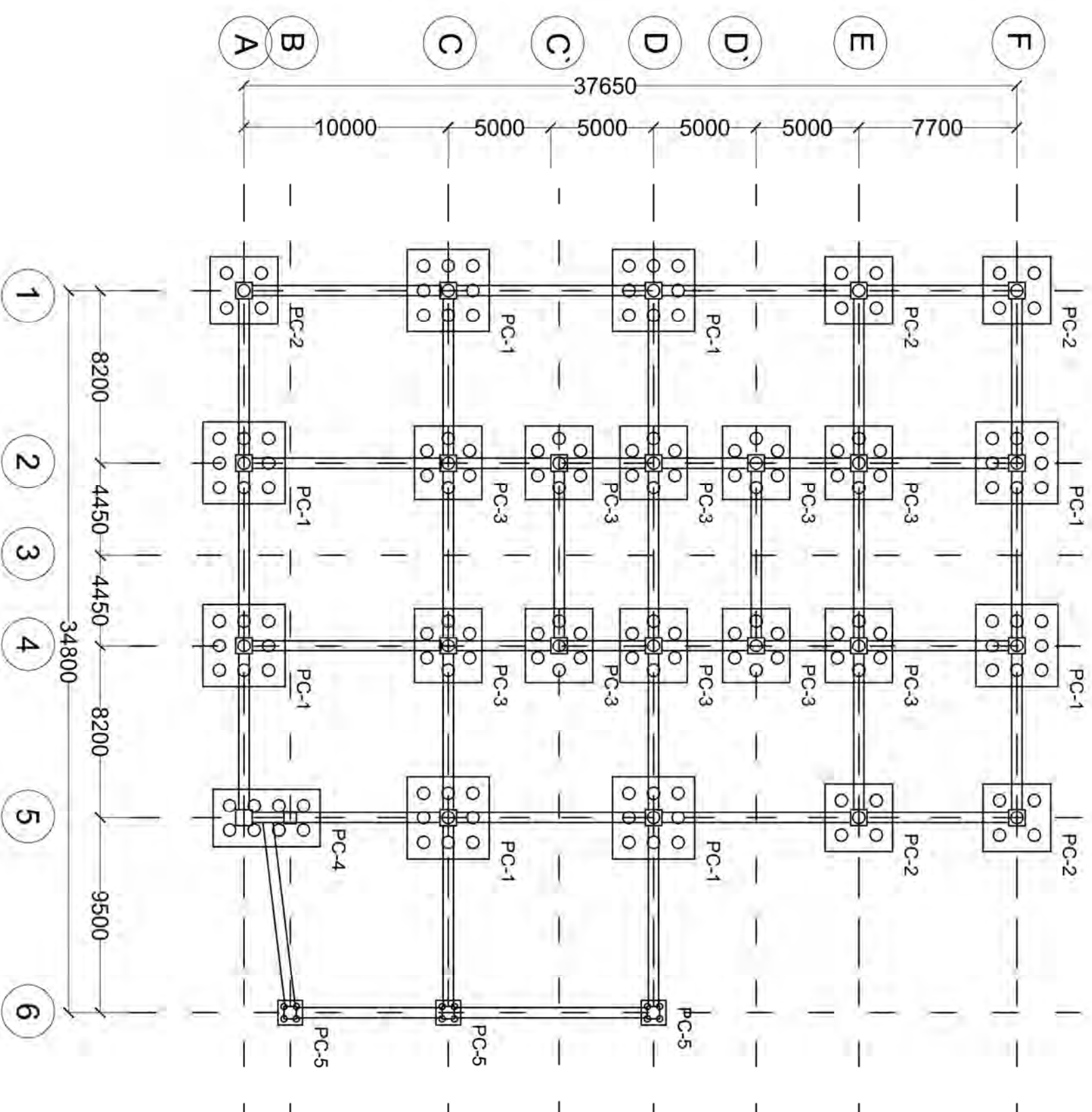
Revisi	Tanggal	Catatan
--------	---------	---------

Nama Gambar

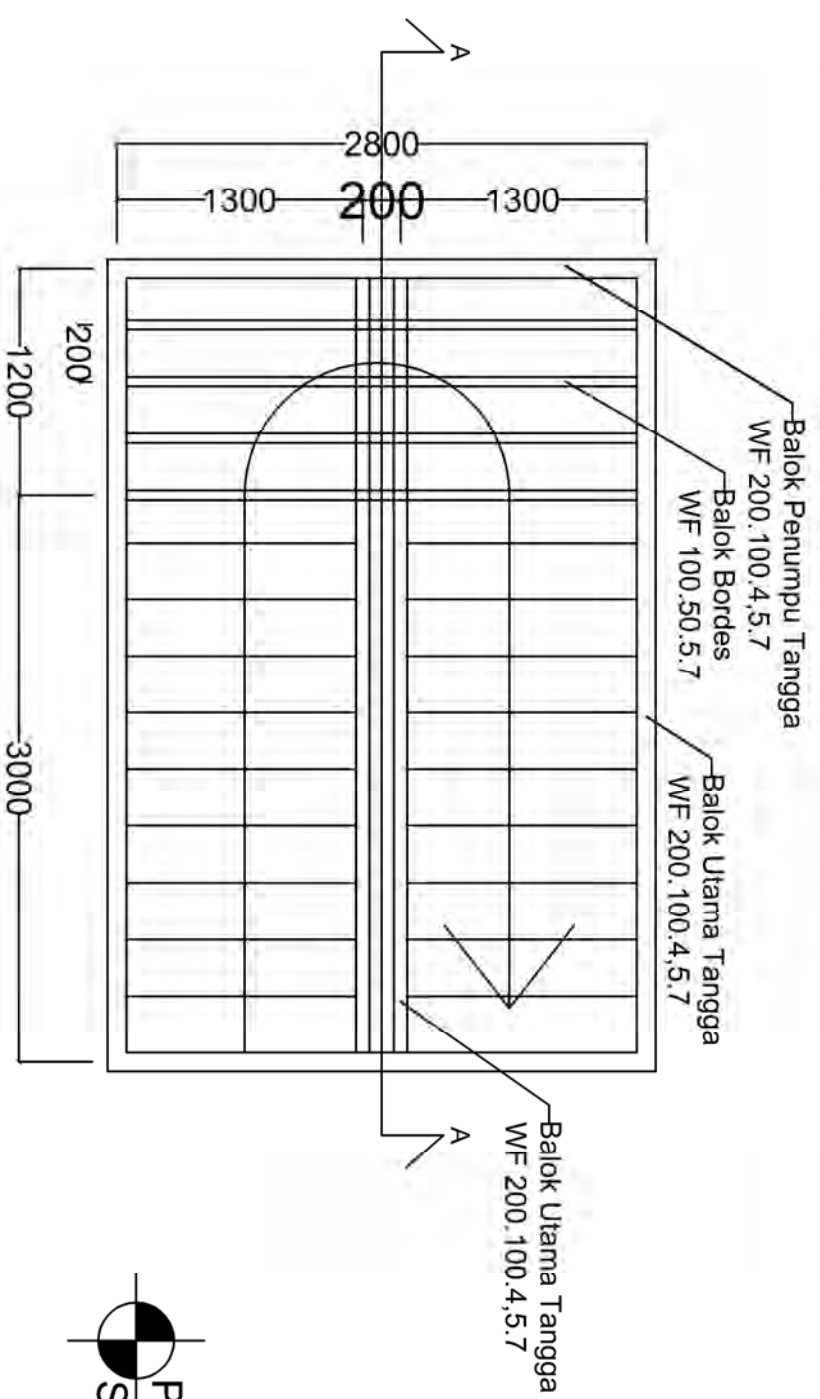
Denah Pondasi

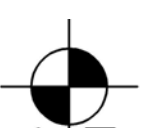
Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
-------	-----------	---------------

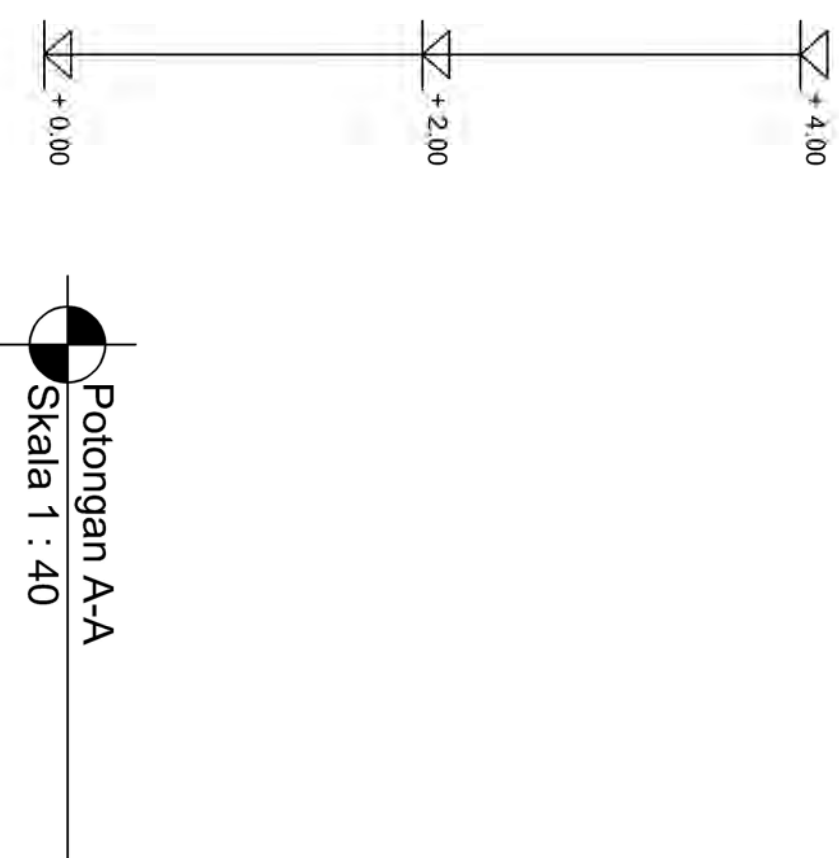
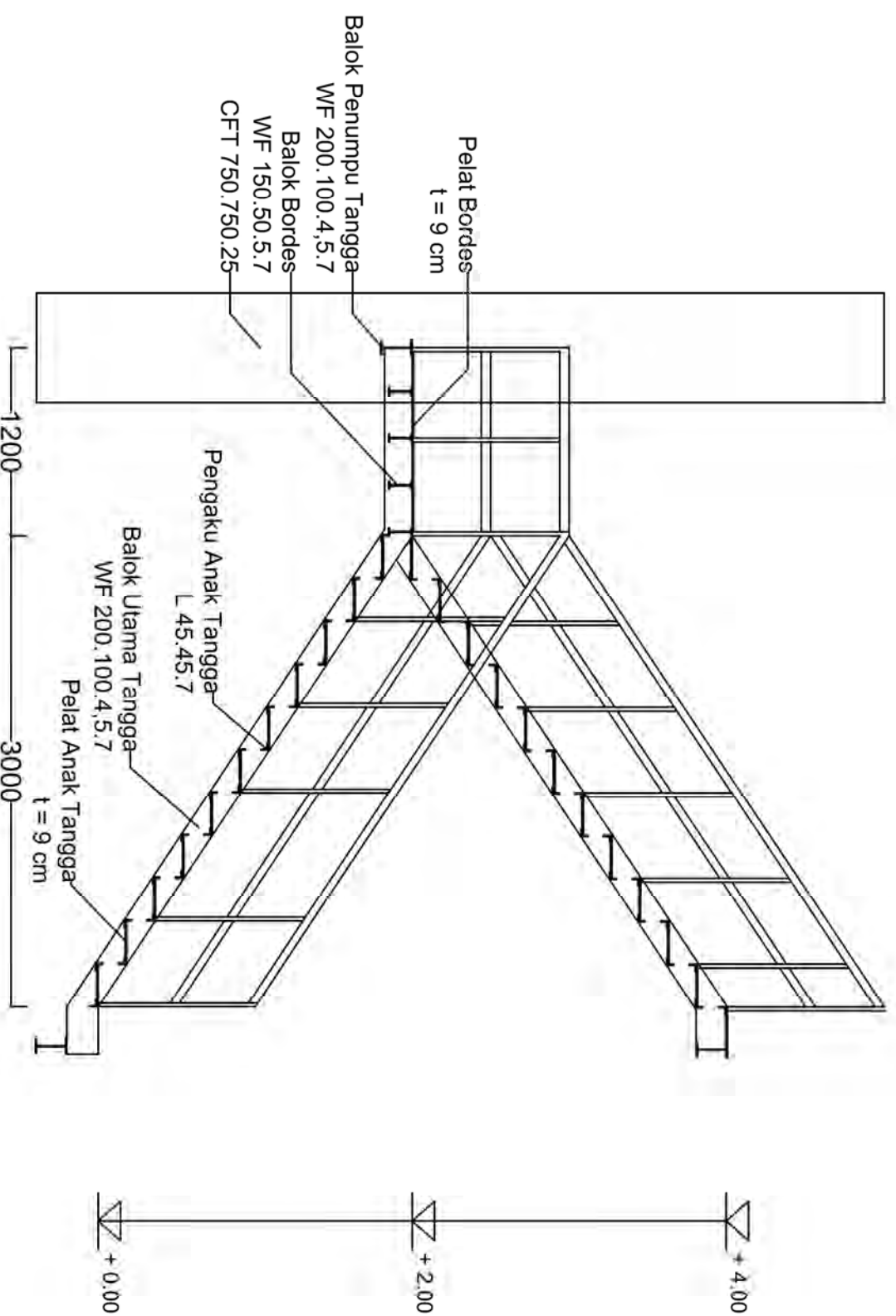
1:250	9	27
-------	---	----

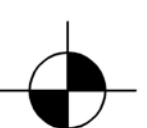


DENAH PONDASI
SKALA 1 : 250




 Pembalokan Tanga
 Skala 1 : 40




 Potongan A-A
 Skala 1 : 40



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG MIDTOWN POINT JAKARTA
MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT
BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA
PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Mudji Irmawan, Ir., MS,
Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Adam Prakoso Prarnudita

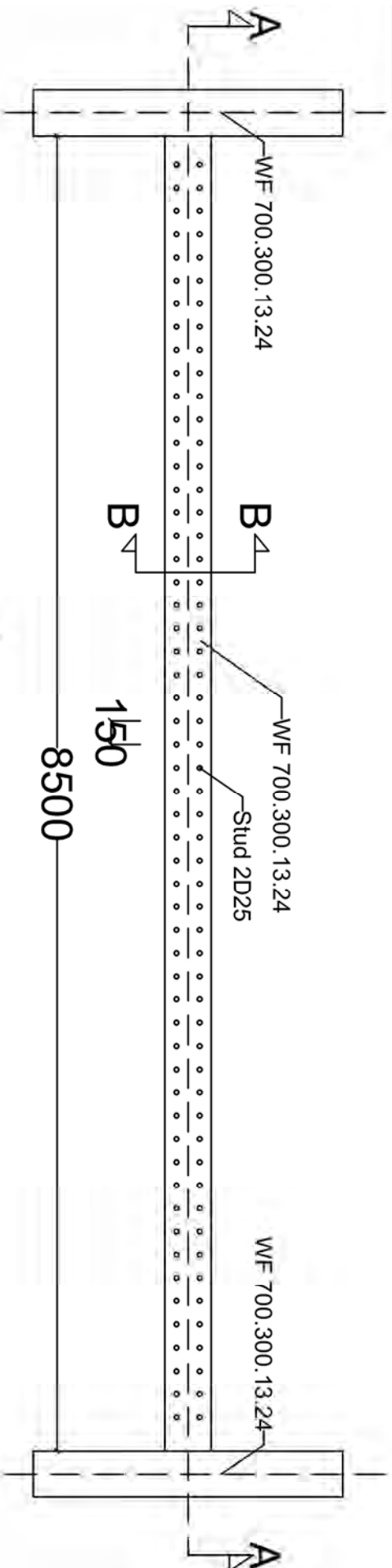
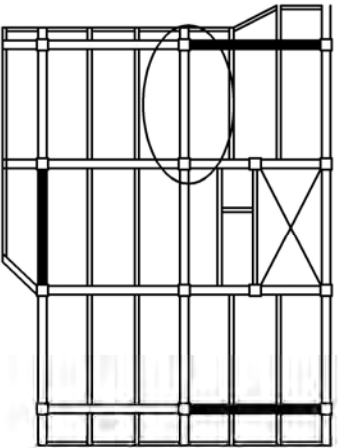
Revisi	Tanggal	Catatan

Revisi	Tanggal	Catatan

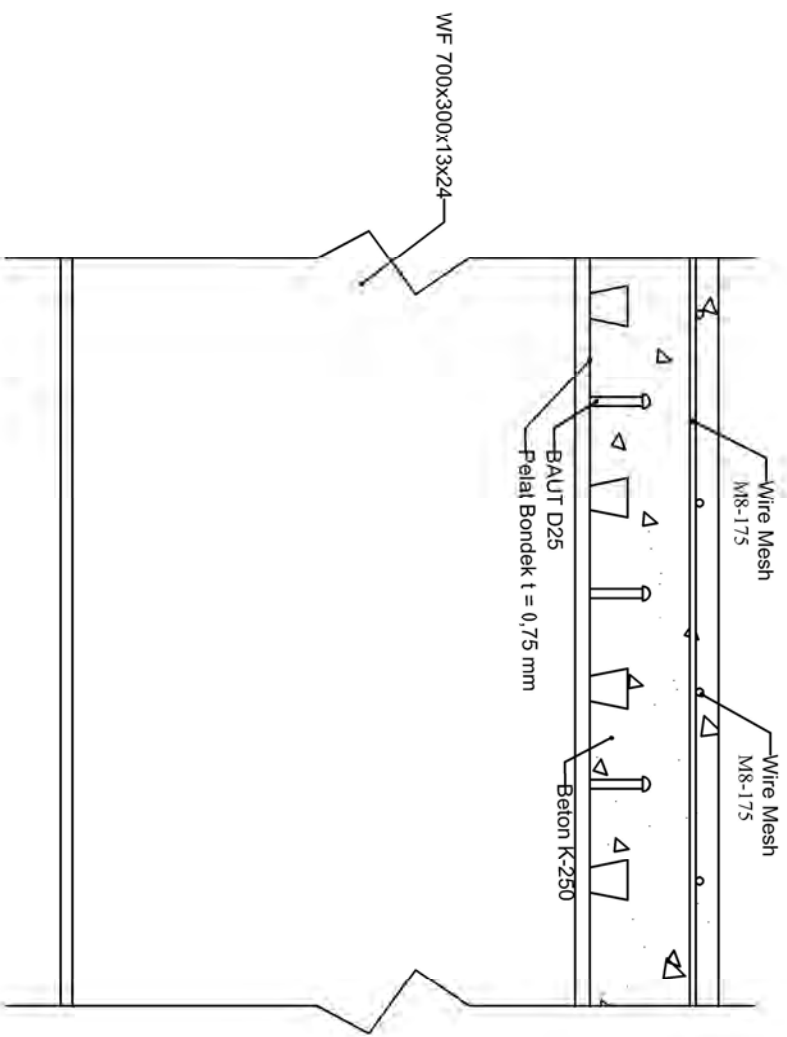
Nama Gambar

Sambungan

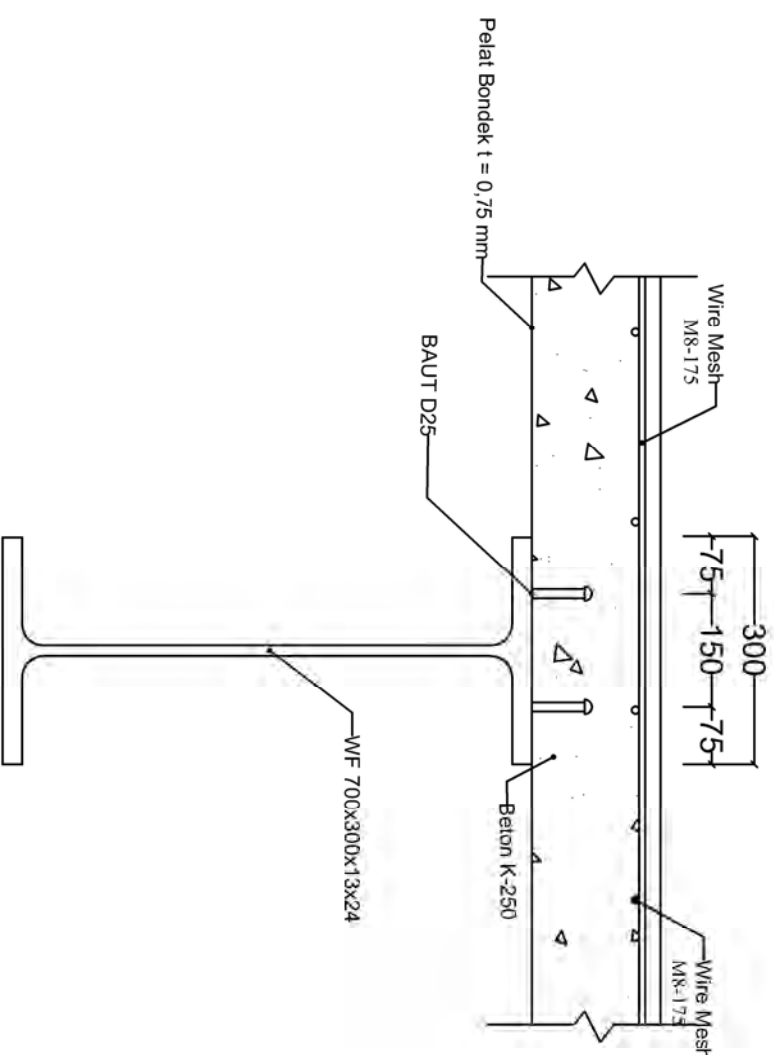
Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:40	10	27



Detail Balok Induk Arah X
Skala 1 : 40



Potongan A-A
Skala 1 : 10



Potongan B-B
Skala 1 : 10



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG MIDTOWN POINT JAKARTA
MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT
BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA
PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Mudji Irmawan, Ir., MS.
Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Adam Prakoso Pramudiva

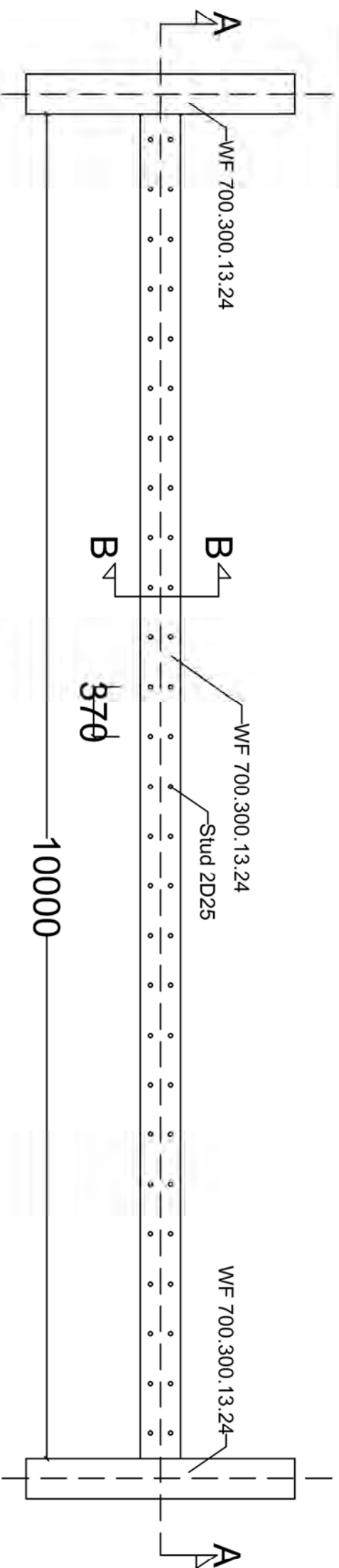
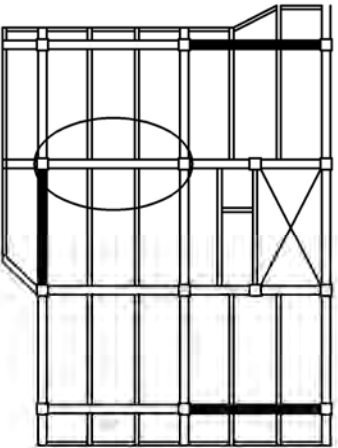
Revisi
Tanggal
Catatan

Nama Gambar

Detail Balok Induk Arah X

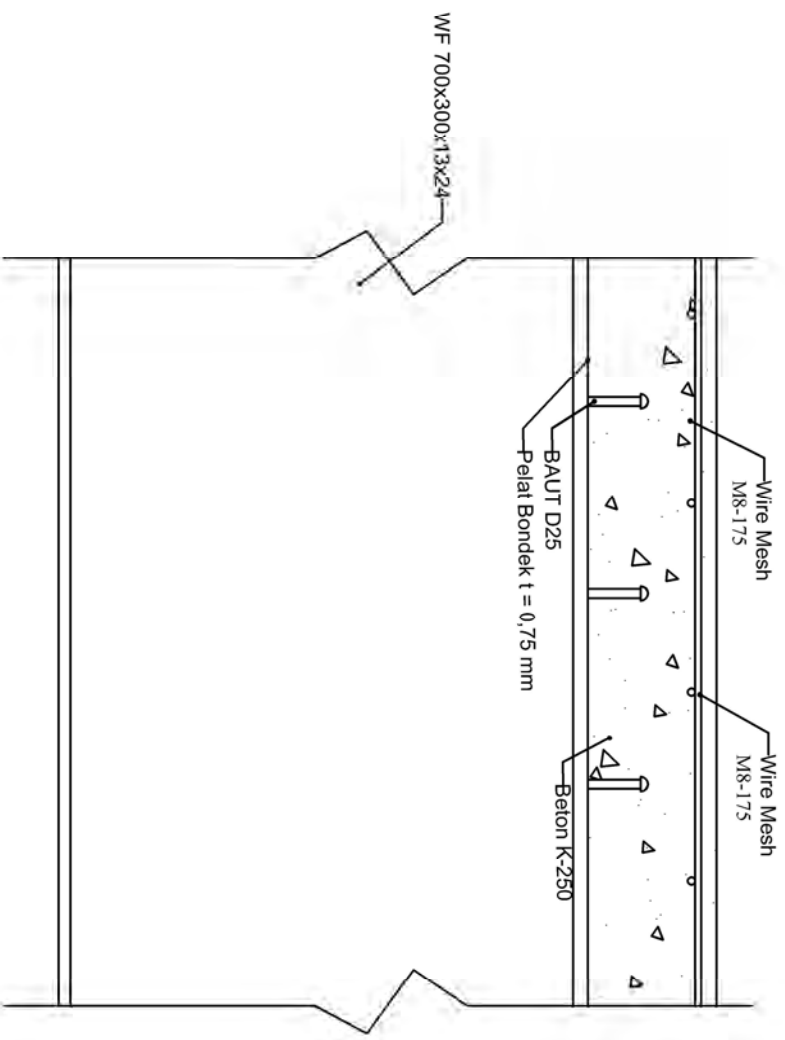
Skala
No
Gambar
Jumlah
Gambar

1:40
11
27



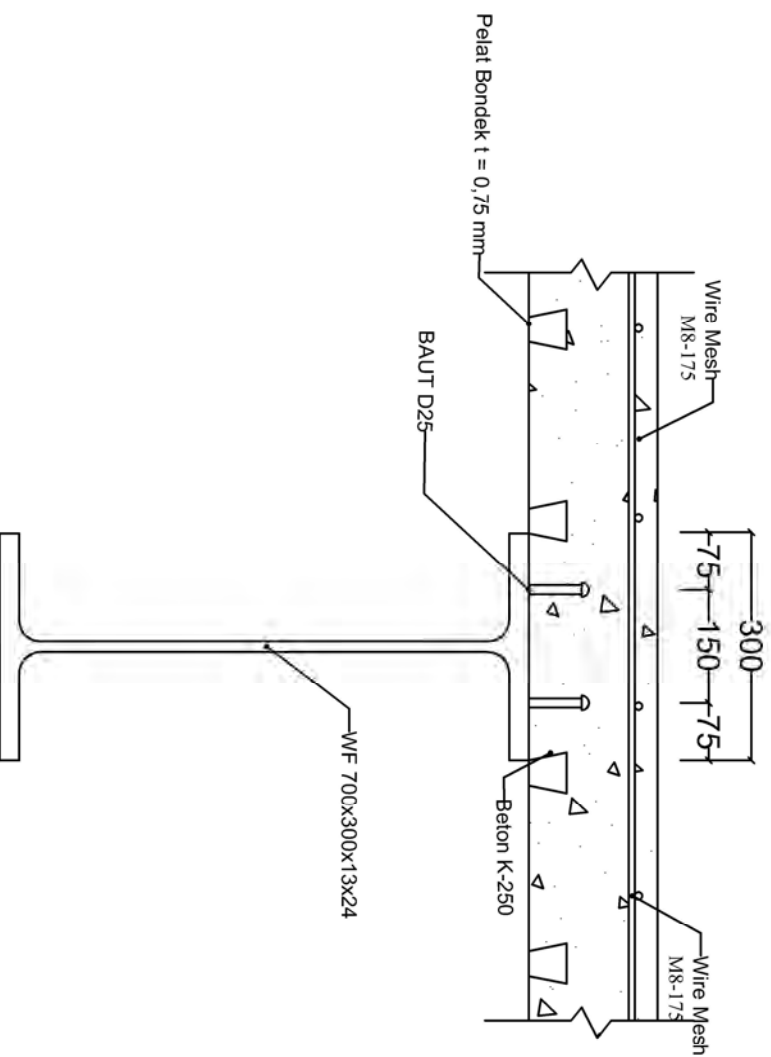
Detail Balok Induk Arah X

Skala 1 : 40



Potongan A-A

Skala 1 : 10



Potongan B-B

Skala 1 : 10



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG MIDTOWN POINT JAKARTA
MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT
BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA
PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Mudji Irmawan, Ir., MS.
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Adam Prakoso Pramudiva

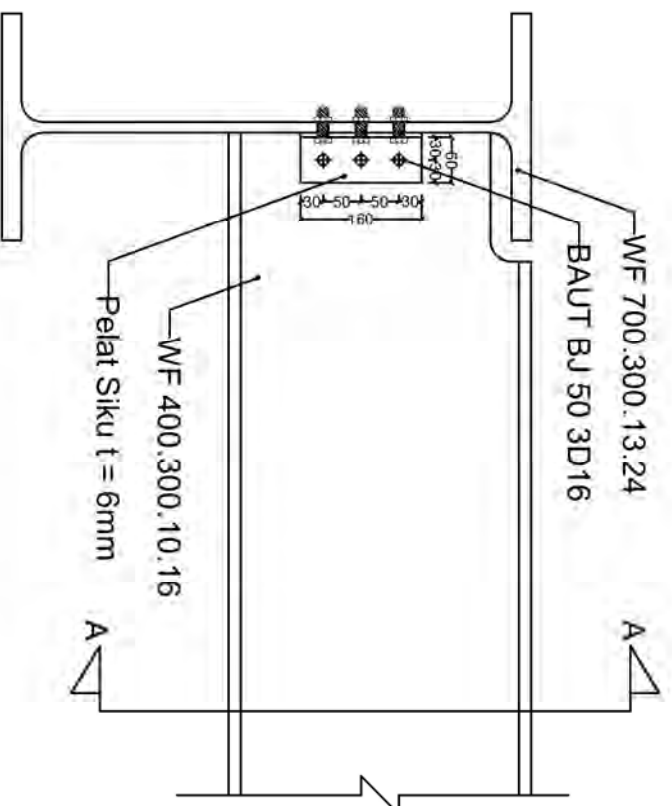
Revisi Tanggal Catatan

Nama Gambar

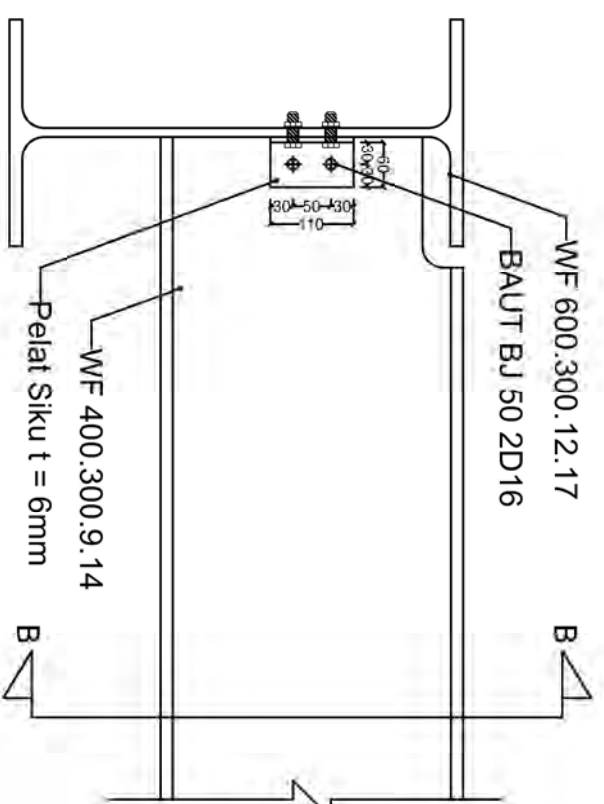
Detail Balok Induk Arah Y

Skala No Gambar Jumlah Gambar

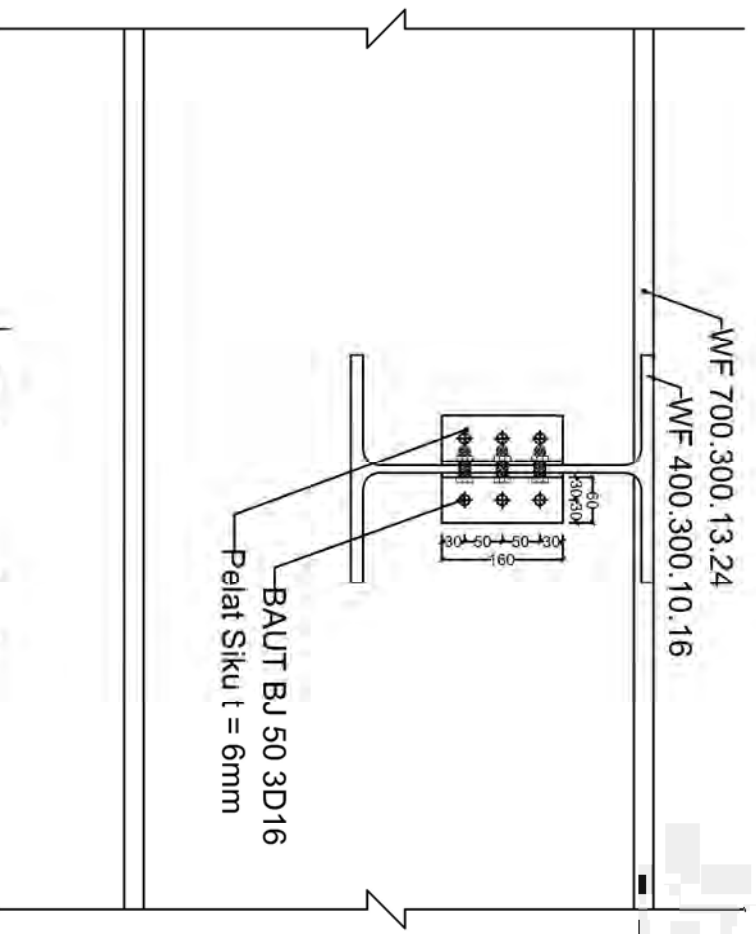
1:40 12 27



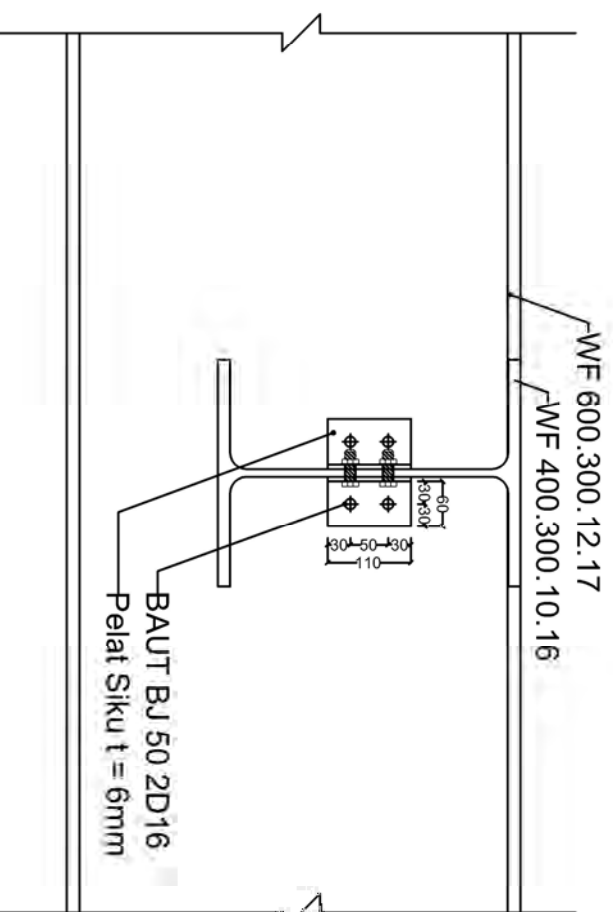
 Sambungan Balok Anak Apartemen ke Balok Induk
Skala 1 : 10




 Sambungan Balok Anak Atap ke Balok Induk
Skala 1 : 10



Potongan A - A
Skala 1 : 10



Potongan B - B
Skala 1 : 10

 <p>Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember</p>		
Judul Tugas Akhir		
<p>MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MIDTOWN POINT JAKARTA MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS</p>		
Dosen Pembimbing		
<p>Mudji Irmawan, Ir., MS. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D</p>		
Keterangan		
Nama Mahasiswa		
Adam Prakoso Pramudita		
Revisi	Tanggal	Catatan
Nama Gambar		
Sambungan		
Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:10	13	27



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

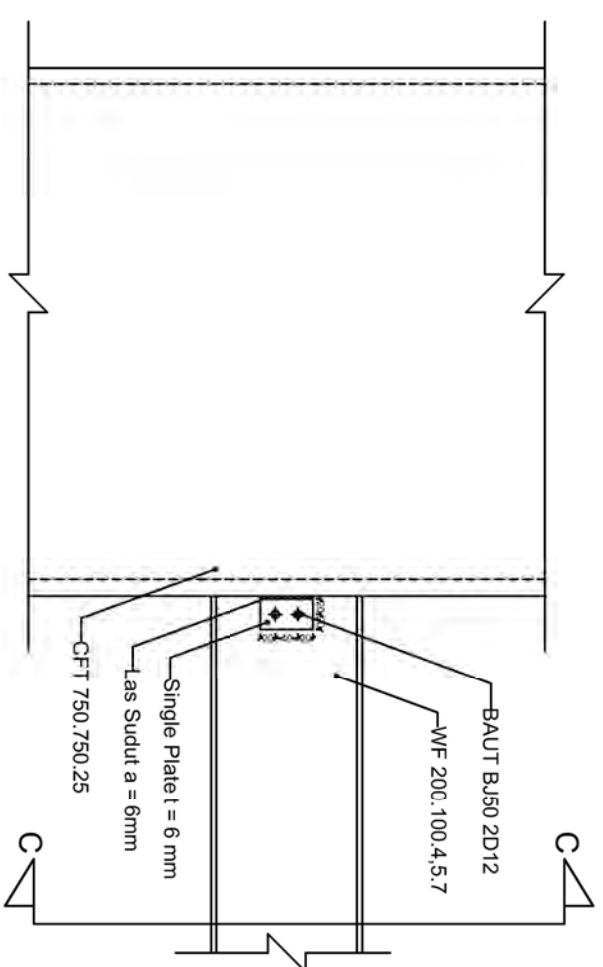
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG MIDTOWN POINT JAKARTA
MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT
BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA
PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

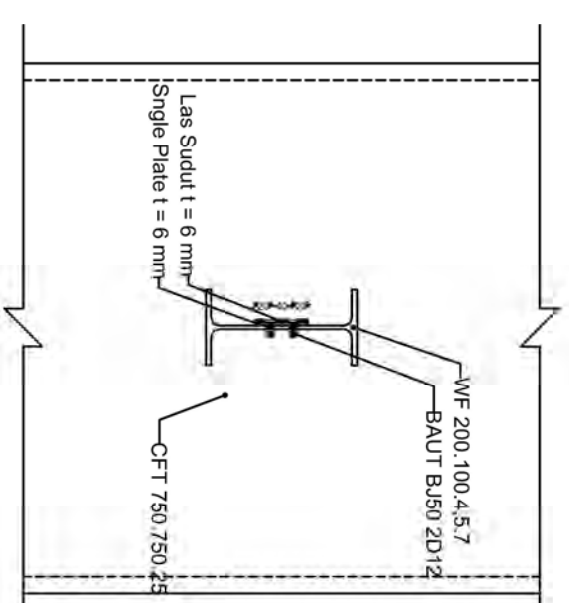
Mudji Irmawan, Ir., MS.
Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

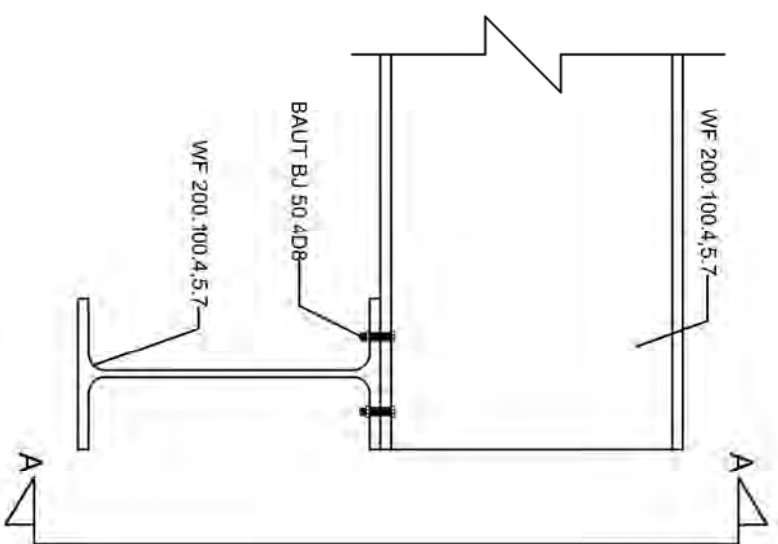
Sambungan		
Skala	Nama Gambar	
	No Gambar	Jumlah Gambar
	14	27



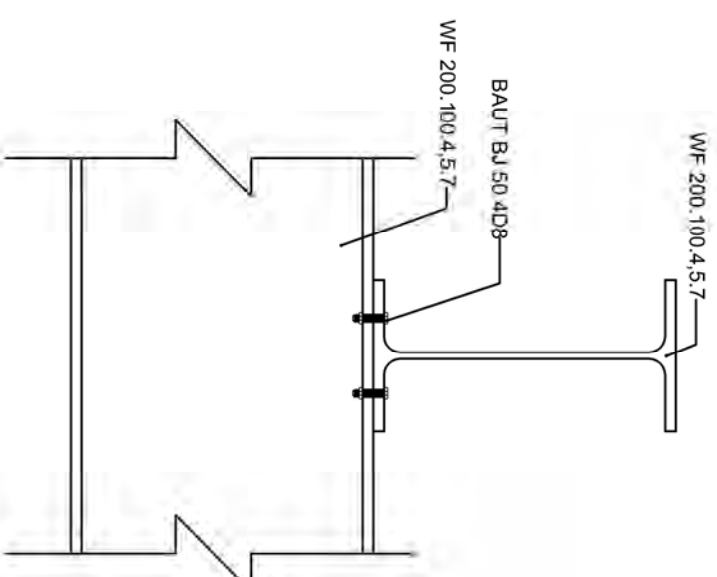
Sambungan Balok Penumpu Tangga Dengan Kolom
Skala 1 : 10



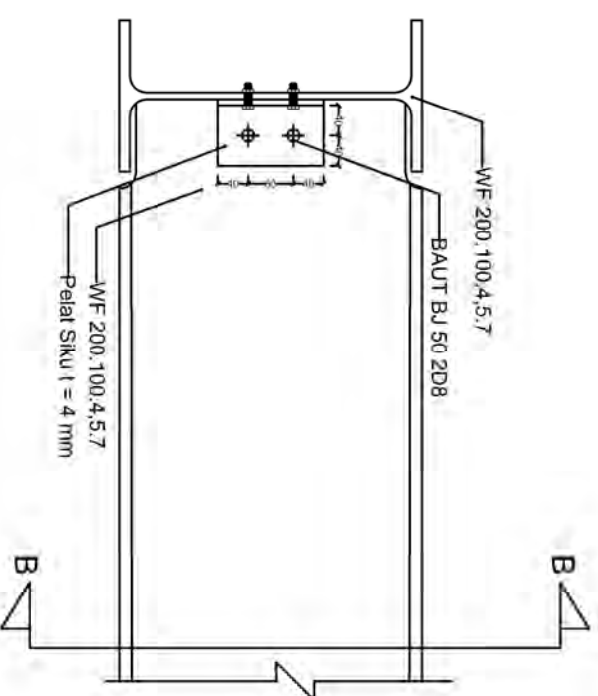
Potongan C - C
Skala 1 : 10



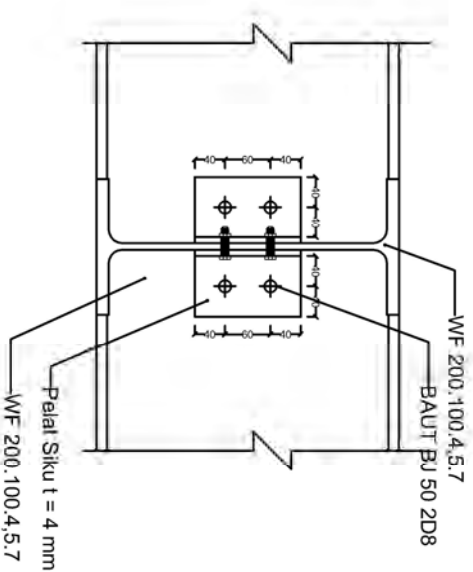
Sambungan Balok Tanga Dengan Balok Penumpu Tanga - 1
Skala 1 : 5



Potongan A - A
Skala 1 : 5



Sambungan Balok Tanga Dengan Balok Penumpu Tanga - 2
Skala 1 : 5



Potongan B - B
Skala 1 : 5



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG MIDTOWN POINT JAKARTA
MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT
BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA
PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Mudji Irmawan, Ir., MS.
Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Adam Prakoso Pramudiva

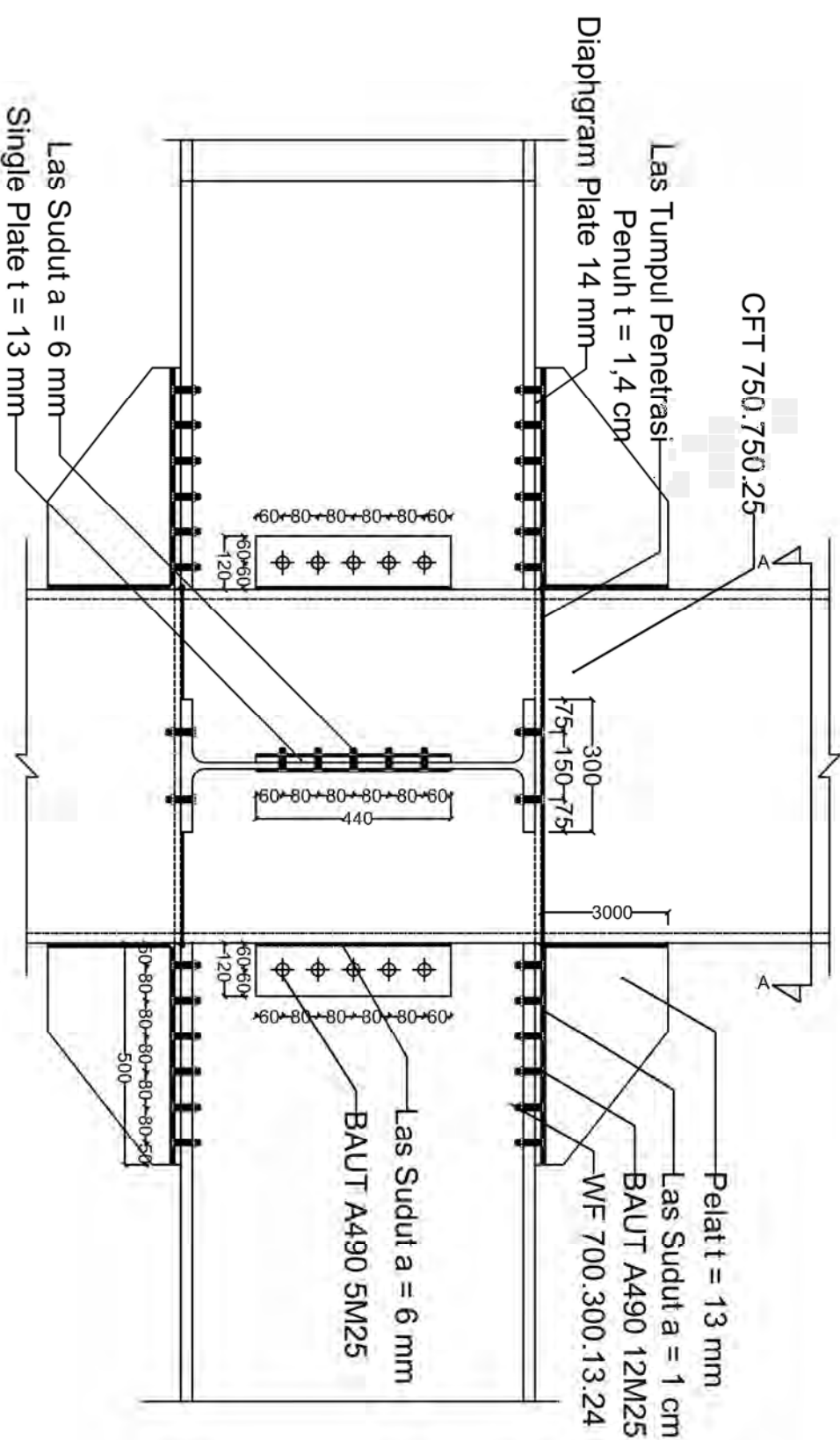
Revisi Tanggal Catatan

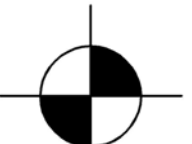
Nama Gambar

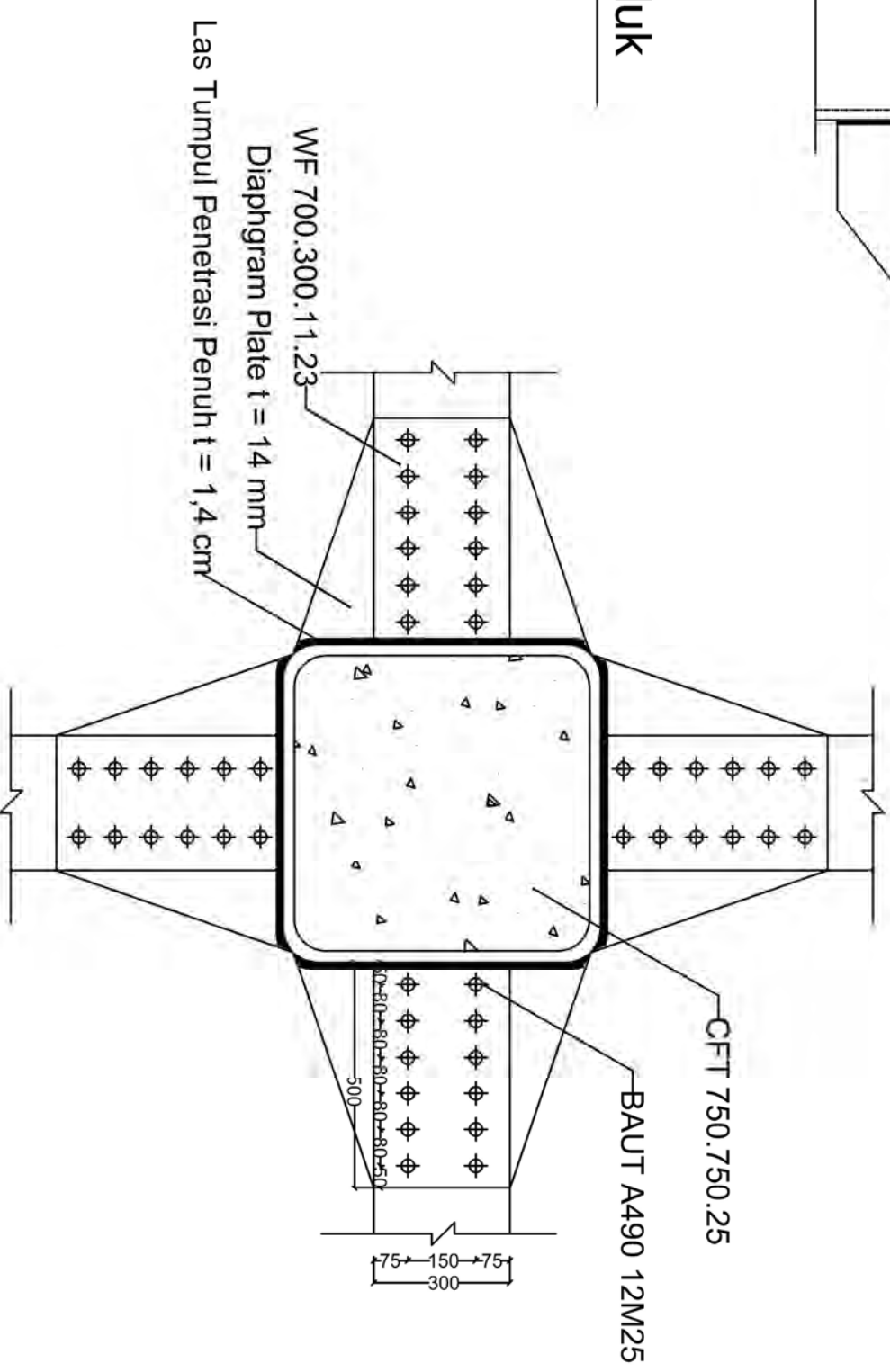
Sambungan

Skala No Gambar Jumlah Gambar

1:10 15 27



 Sambungan Balok Induk
Skala 1 : 20



 Potongan A - A
Skala 1 : 20



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG MIDTOWN POINT JAKARTA
MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT
BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA
PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Mudji Irmawan, Ir., MS.
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Adam Prakoso Prarnudita

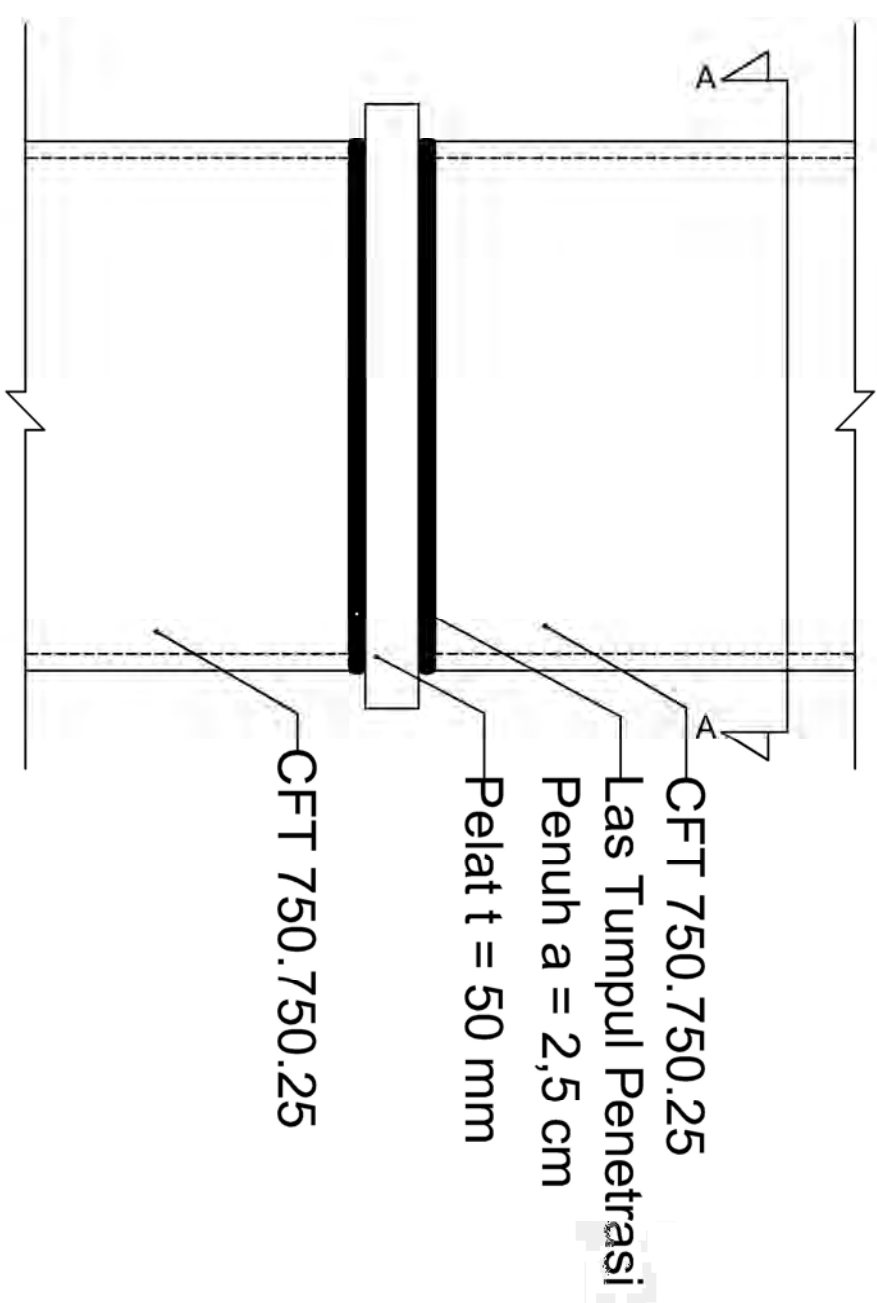
Revisi Tanggal Catatan

Nama Gambar

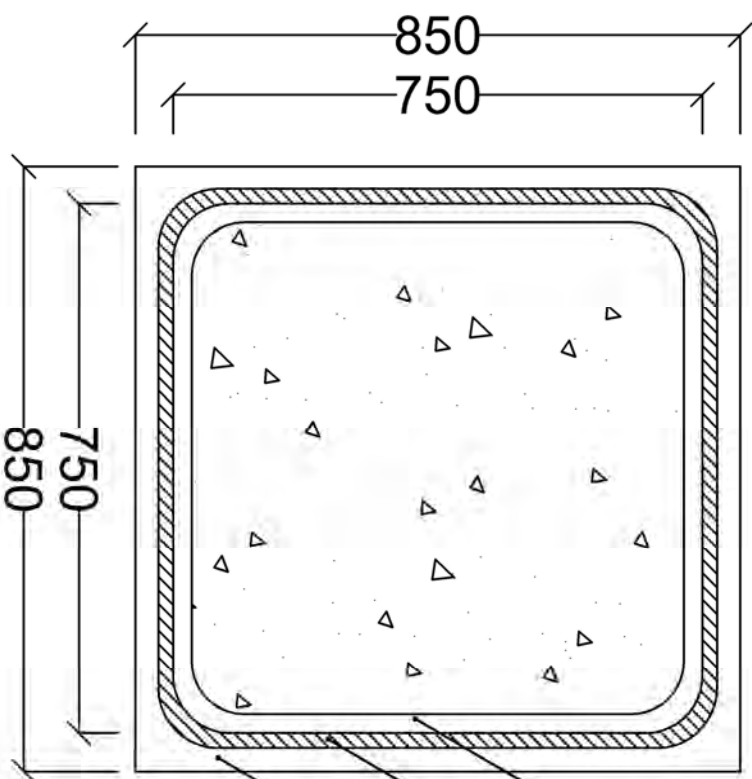
Sambungan Balok Induk

Skala No Gambar Jumlah Gambar

1:20 16 27



Sambungan Antar Kolom Tipe 1
Skala 1 : 10



CFT 750.750.25
Las Tumpul Penetrasi
Penuh a = 2,5 cm
Pelat t = 50 mm

Potongan A - A
Skala 1 : 10



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

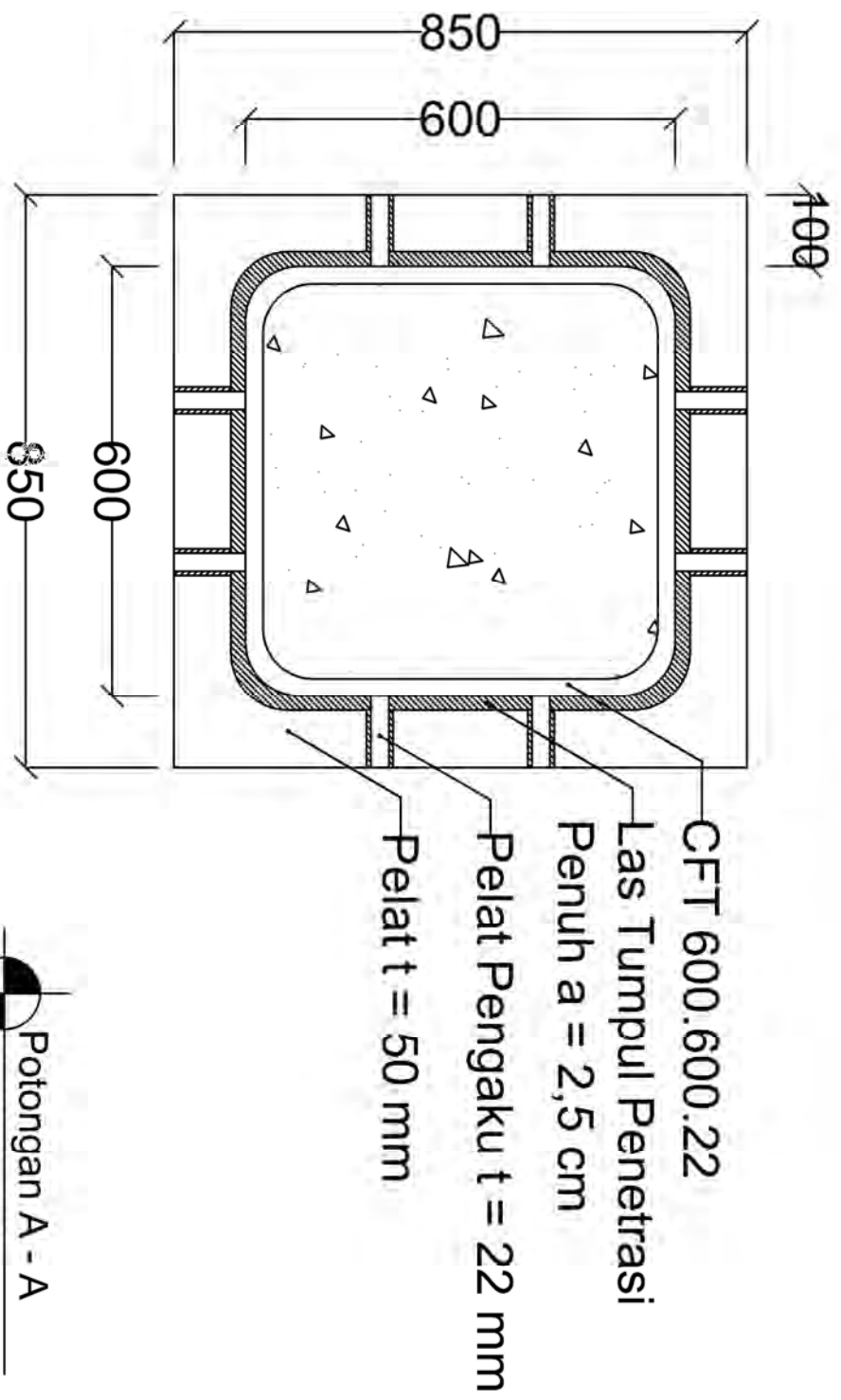
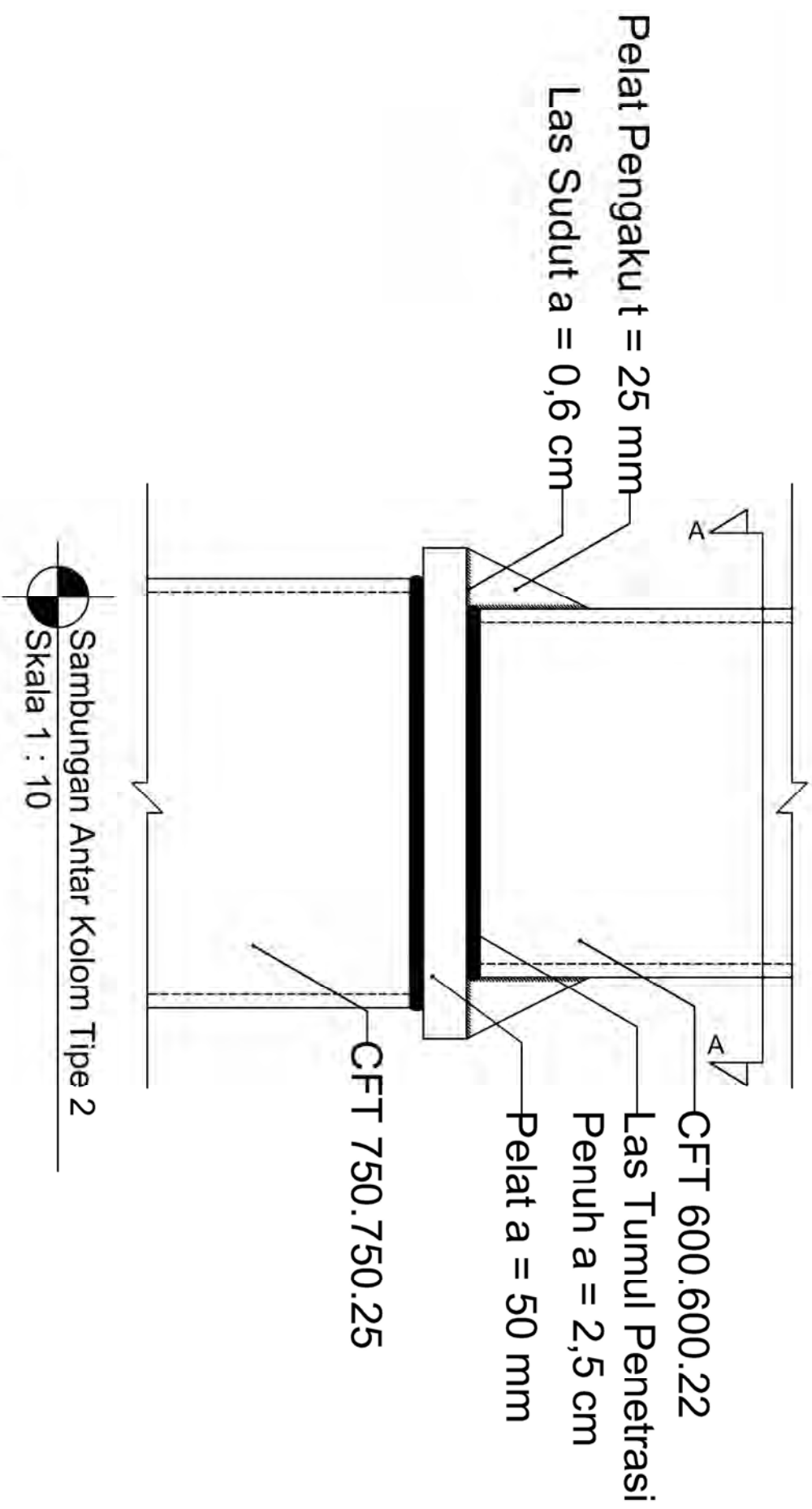
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG MIDTOWN POINT JAKARTA
MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT
BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA
PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Mudji Irmawan, Ir., MS.
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa		
Adam Prakoso Pramudita		
Revisi	Tanggal	Catatan
Nama Gambar		
Sambungan Antar Kolom		
Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:10	17	27



Potongan A - A
 Skala 1 : 10



Jurusan Teknik Sipil
 Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
 Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
 GEDUNG MIDTOWN POINT JAKARTA
 MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT
 BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA
 PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Mudji Irmawan, Ir., MS.
 Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

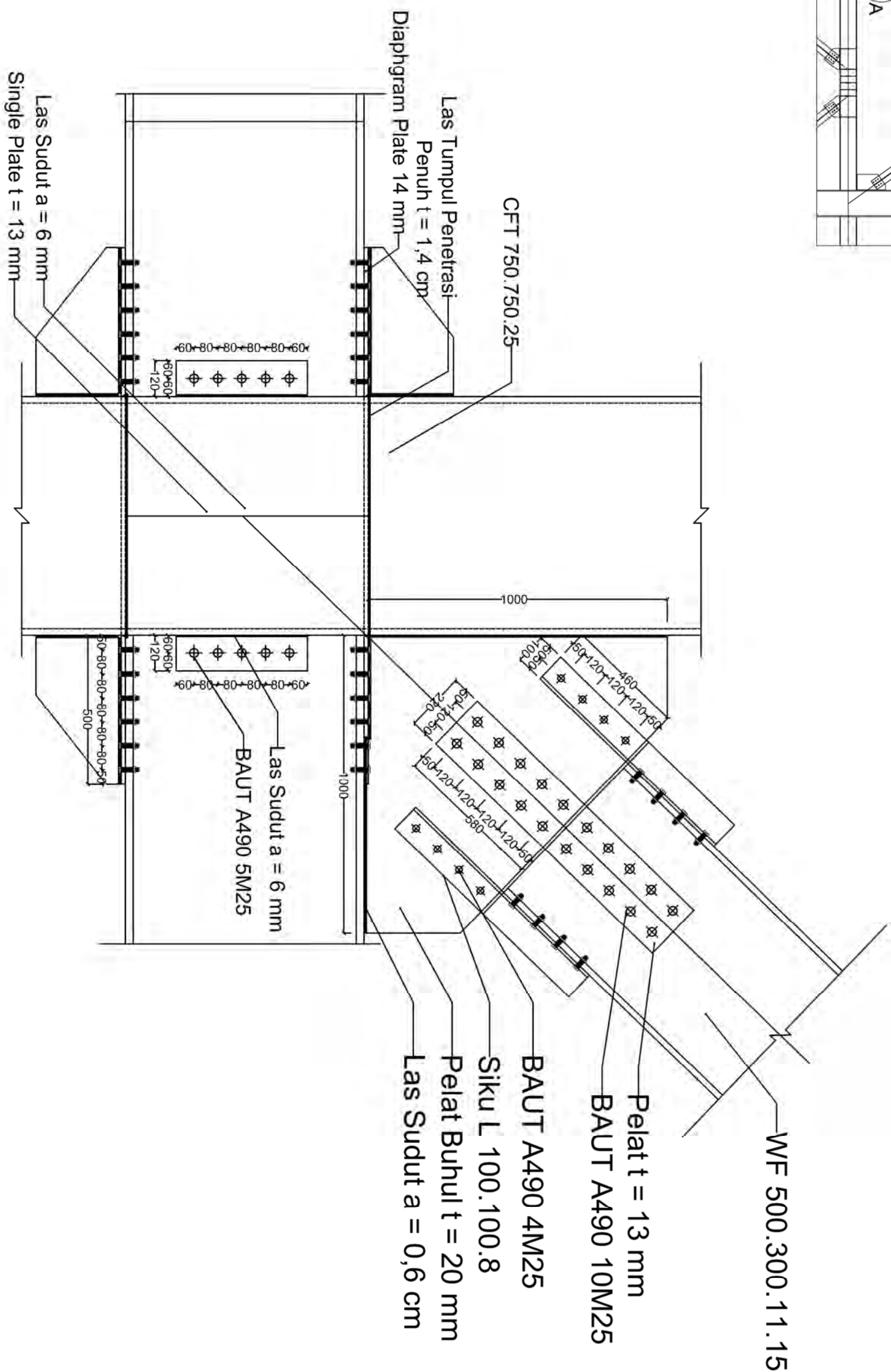
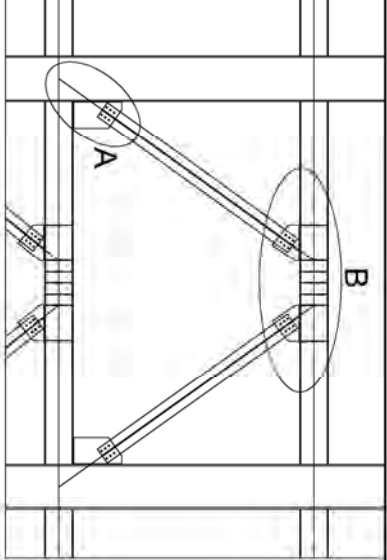
Adam Prakoso Pramudiva

Revisi	Tanggal	Catatan

Nama Gambar

Sambungan Antar Kolom 2

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:10	18	27



Sambungan Bresing A

Skala 1 : 15



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

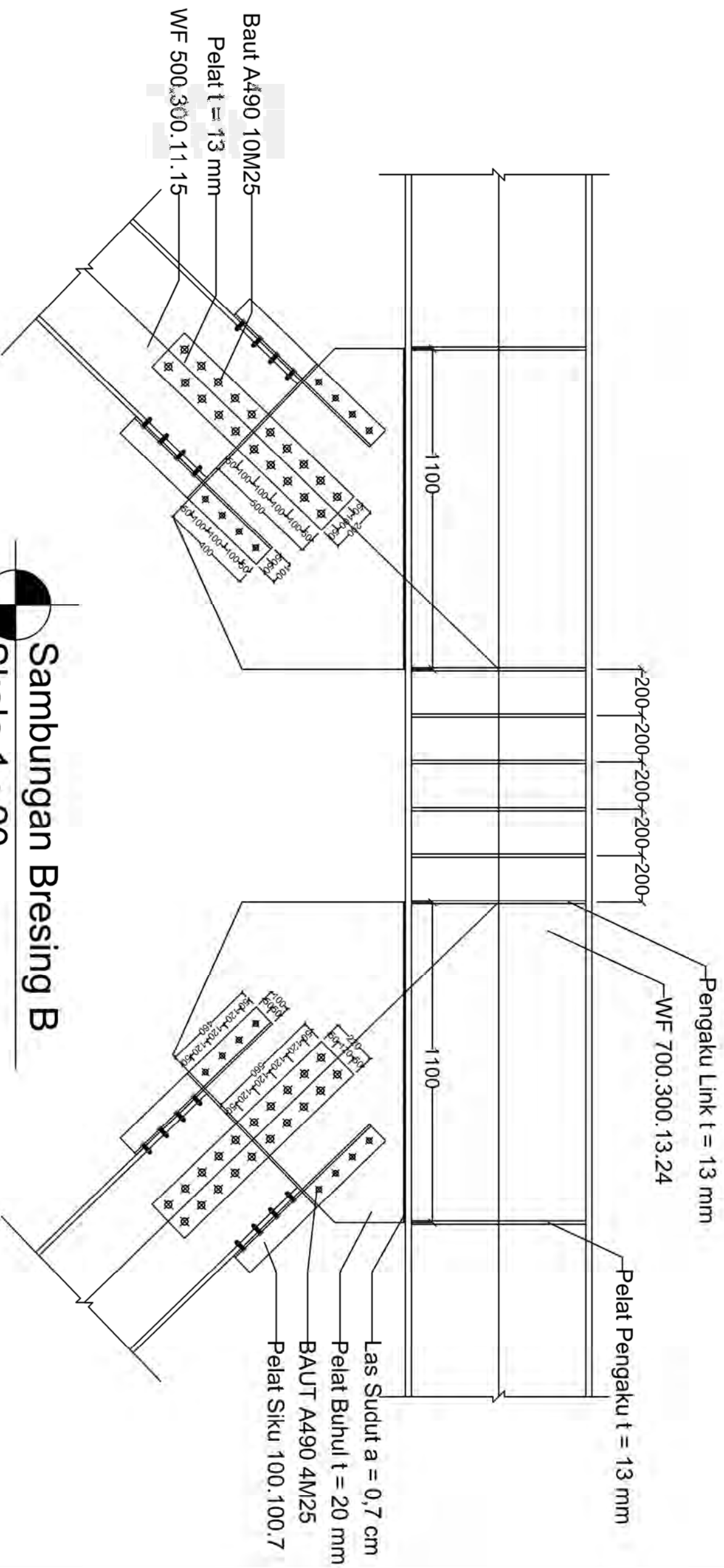
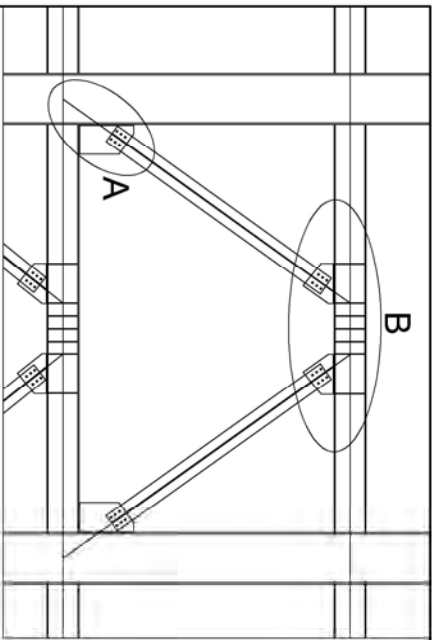
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG MIDTOWN POINT JAKARTA
MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT
BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA
PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Mudji Irmawan, Ir., MS.
Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa		
Adam Prakoso Prarnudita		
Revisi	Tanggal	Catatan
Nama Gambar		
Sambungan Bresing A		
Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:15	19	27



Sambungan Bresing B

Skala 1 : 20



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG MIDTOWN POINT JAKARTA
MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT
BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA
PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Mudji Imawan, Ir., MS,
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Adam Prakoso Pramudita

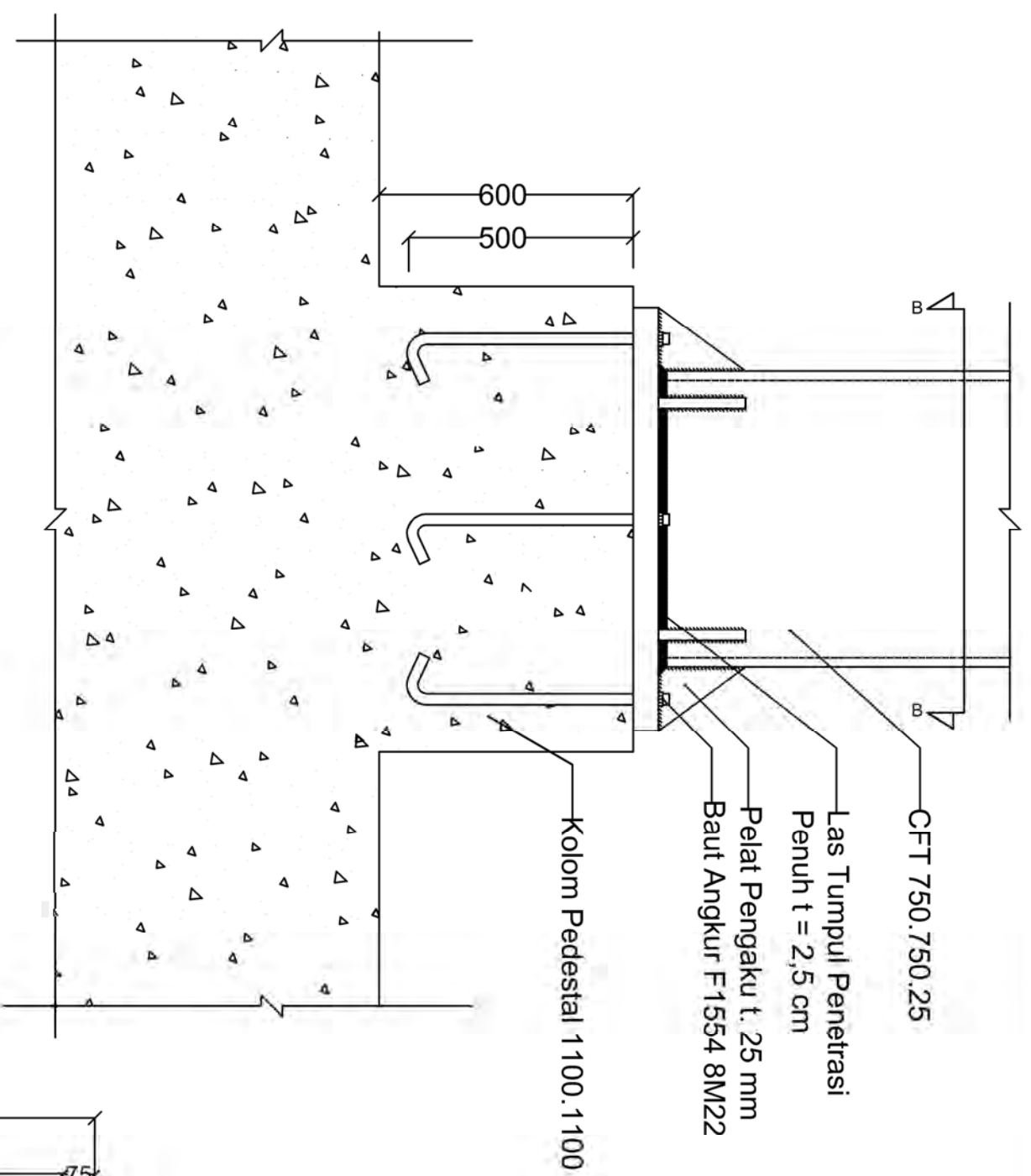
Revisi Tanggal Catatan


Nama Gambar

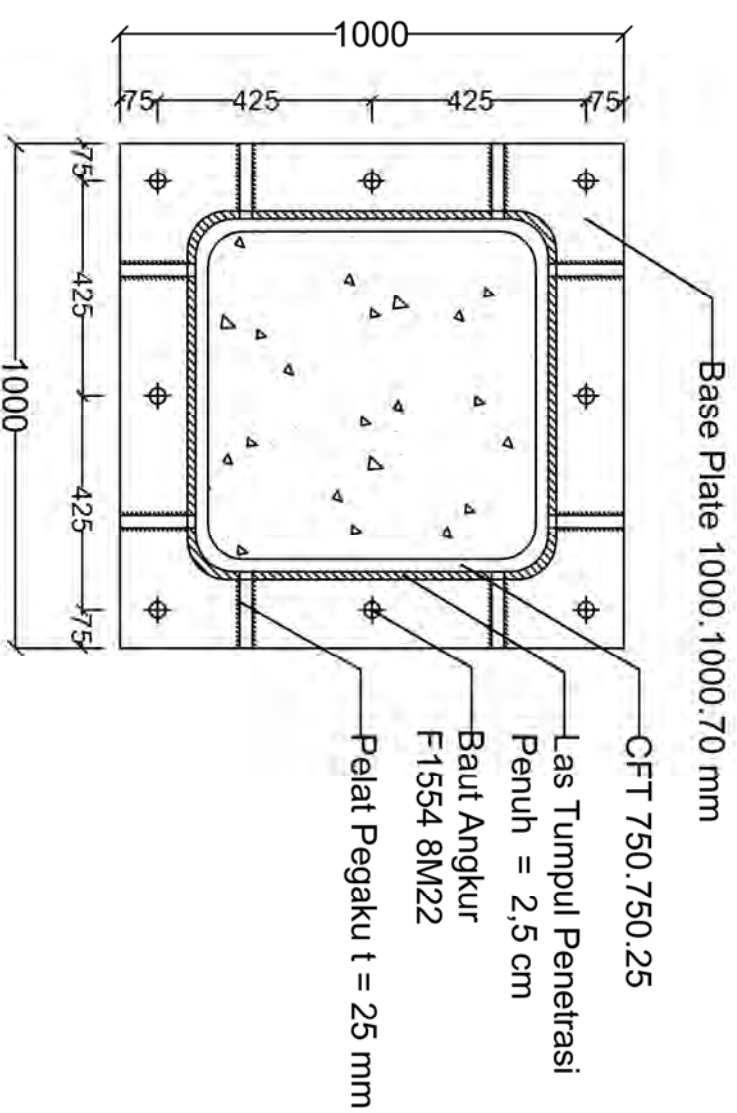
Sambungan Bresing B

Skala No Gambar Jumlah Gambar


1:20 20 27




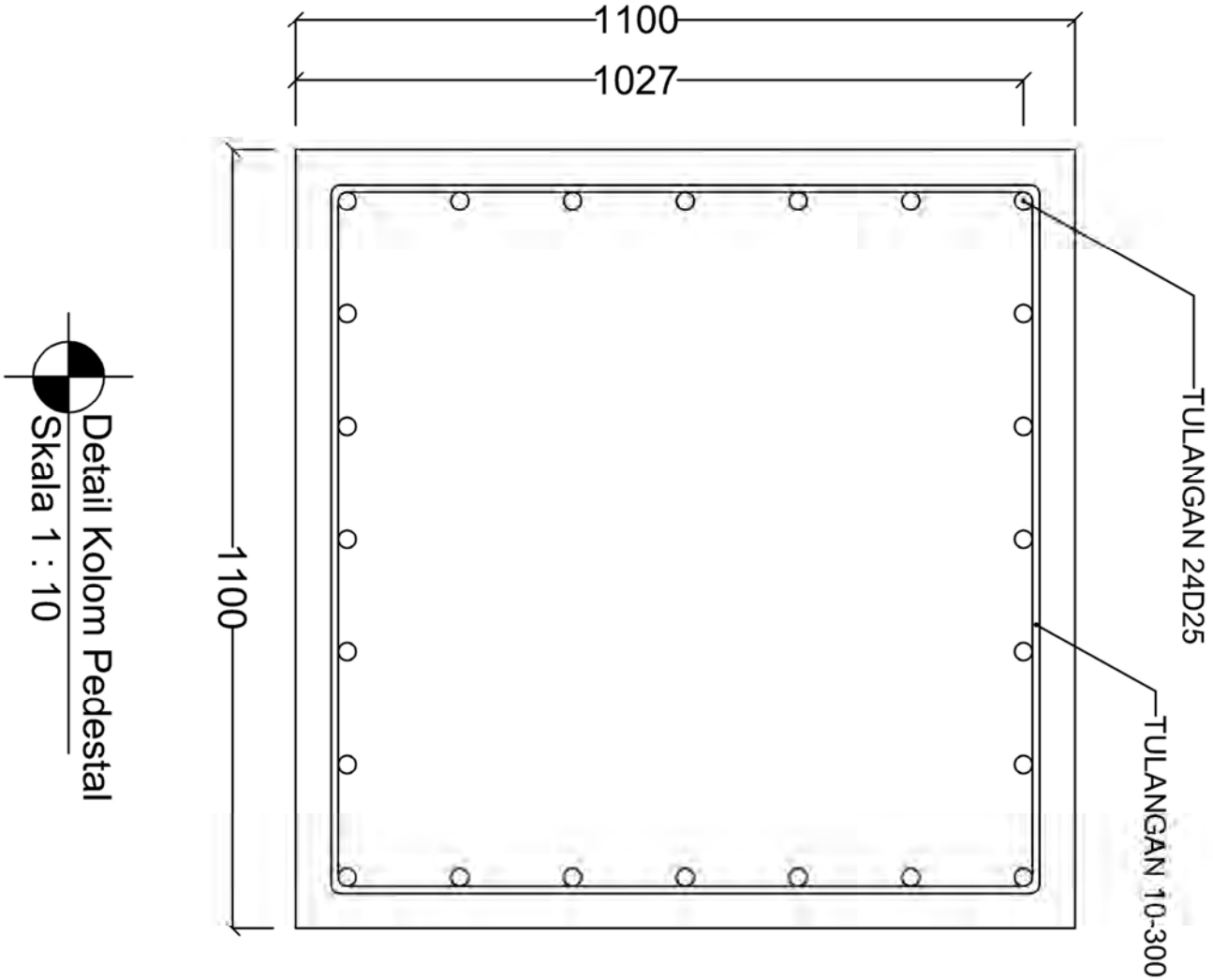
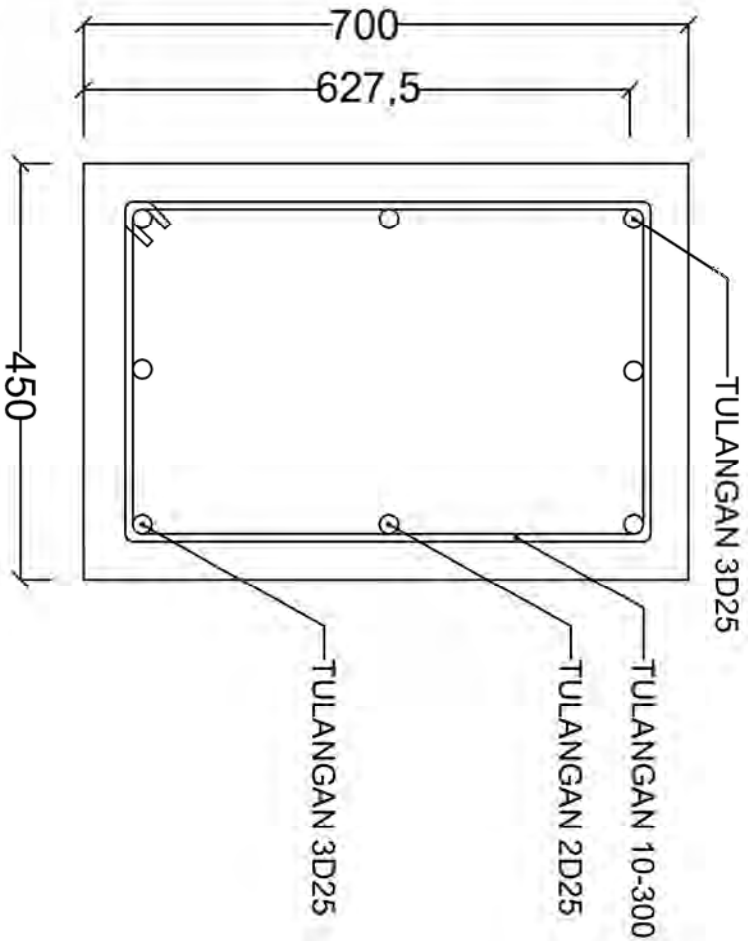
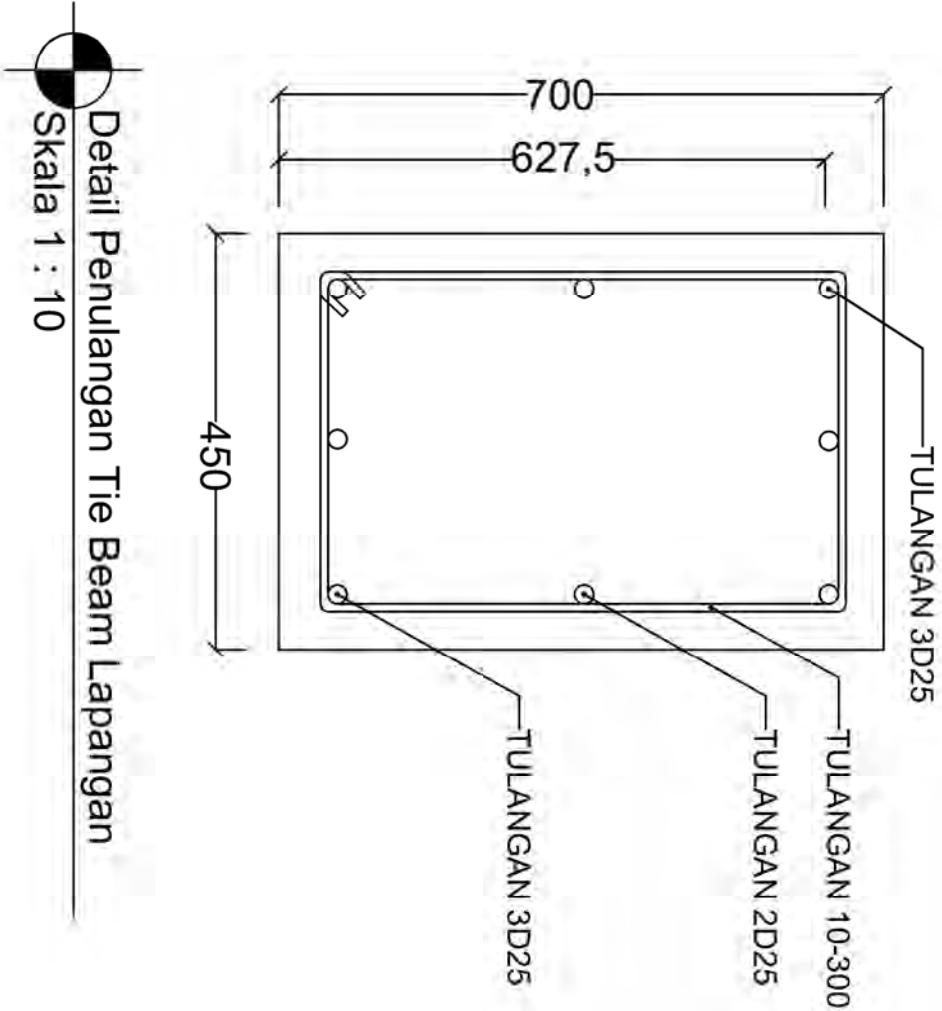

Sambungan Base Plate
Skala 1 : 15

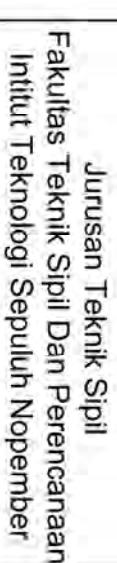



Potongan B - B
Skala 1 : 15

 Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan Intitut Teknologi Sepuluh Nopember		
Judul Tugas Akhir		
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MIDTOWN POINT JAKARTA MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS		
Dosen Pembimbing		
Mudji Irmawan, Ir., MS. Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D		
Keterangan		
Nama Mahasiswa		
Adam Prakoso Prarnudita		
Revisi	Tanggal	Catatan
Nama Gambar		
Sambungan Base Plate		
Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:15	21	27

 <p>Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember</p>		
Judul Tugas Akhir		
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MIDTOWN POINT JAKARTA MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS		
Dosen Pembimbing		
Mudji Irmawan, Ir., MS. Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D		
Keterangan		
Nama Mahasiswa		
Revisi	Tanggal	Catatan
Nama Gambar		
Detail Kolom Pedestal dan Tie Beam		
Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:10	22	27





**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG MIDTOWN POINT JAKARTA
MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT
BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA
PENGAKU EKSENTRIS**

Mudji Irmawan, Ir., MS.
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

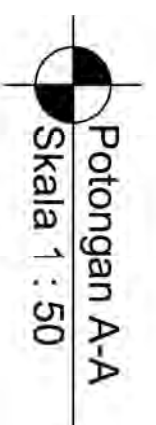
Nama Mahasiswa


Revisi	Tanggal	Catatan
--------	---------	---------

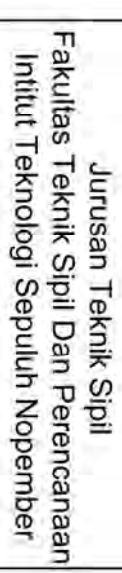
Nama Gambar

Skala	No	Jumlah
Gambar		Gambar

1:50	23	27
------	----	----



		
<p align="center"> Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan Intitut Teknologi Sepuluh Nopember </p>		
<p align="center"> Judul Tugas Akhir </p>		
<p align="center"> MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MIDTOWN POINT JAKARTA MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS </p>		
<p align="center"> Dosen Pembimbing </p>		
<p align="center"> Mudji Irmawan, Ir., MS. Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D </p>		
<p align="center"> Keterangan </p>		
<p align="center"> Nama Mahasiswa </p>		
<p align="center"> Adam Prakoso Pramudita </p>		
Revisi	Tanggal	Catatan
<p align="center"> Nama Gambar </p>		
<p align="center"> Detail Pondasi 1 </p>		
Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:50	23	27



**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG MIDTOWN POINT JAKARTA
MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT
BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA
PENGAKU EKSENTRIS**

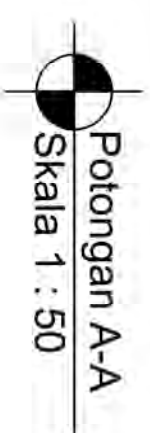
Mudji Irmawan, Ir., MS.
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D


[illegible]

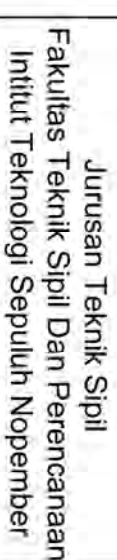
Adam Prakoso Pramudita

Detail Pondasi 2

1:50	24	27
------	----	----



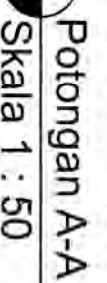
		
Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember		
Judul Tugas Akhir		
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MIDTOWN POINT JAKARTA MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS		
Dosen Pembimbing		
Mudi Irmawan, Ir., MS. Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D		
Keterangan		
Nama Mahasiswa		
Adam Prakoso Pramudita		
Revisi	Tanggal	Catatan
Nama Gambar		
Detail Pondasi 2		
Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:50	24	27



**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG MIDTOWN POINT JAKARTA
MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT
BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA
PENGAKU EKSENTRIS**

Mudji Irmawan, Ir., MS.
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

1:50	25	27
------	----	----





Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

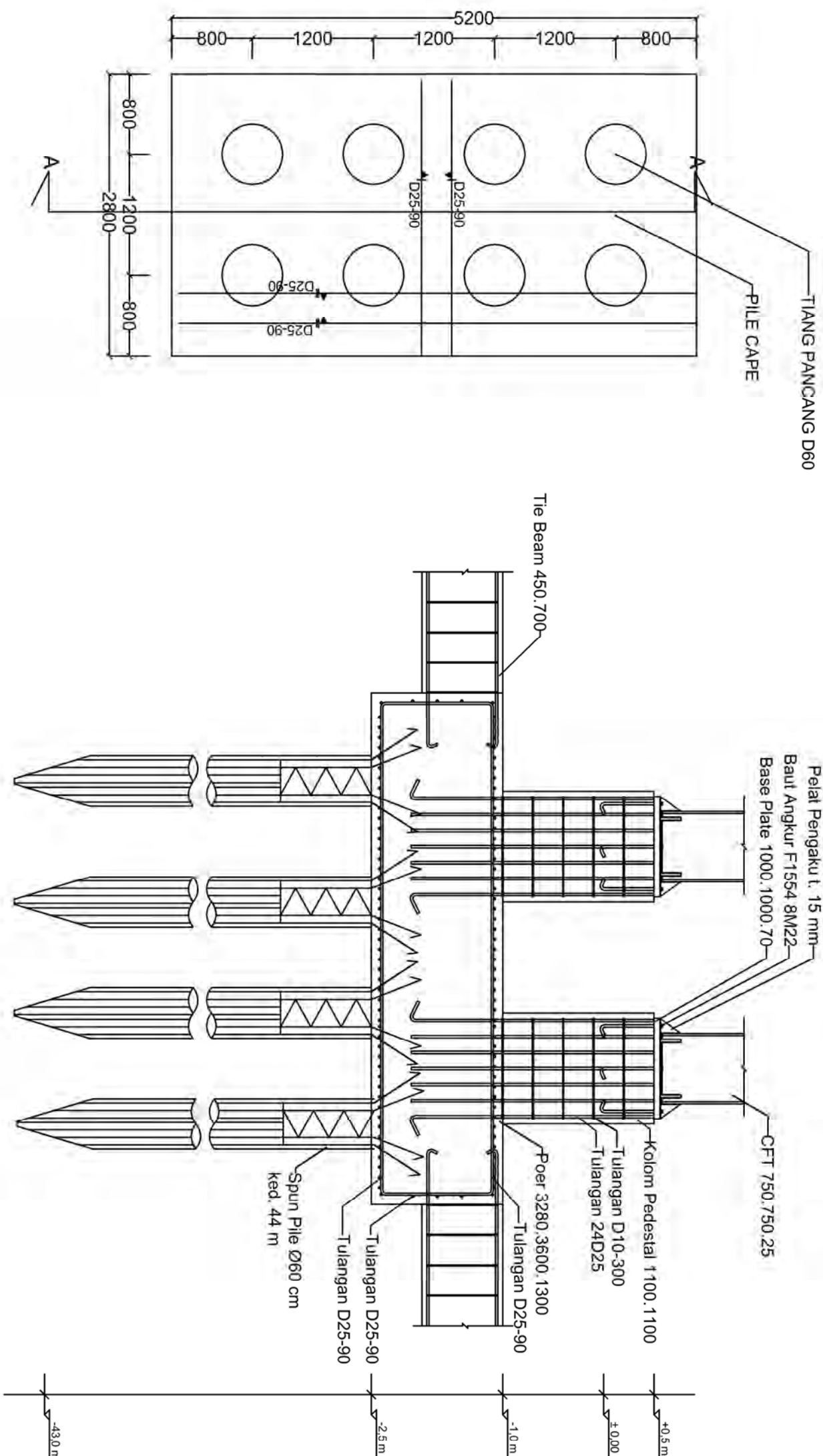
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG MIDTOWN POINT JAKARTA
MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT
BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA
PENGAKU EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Mudji Irmawan, Ir., MS.
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa		
Adam Prakoso Pramudita		
Revisi	Tanggal	Catatan
Nama Gambar		
Detail Pondasi 4		
Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:50	26	27



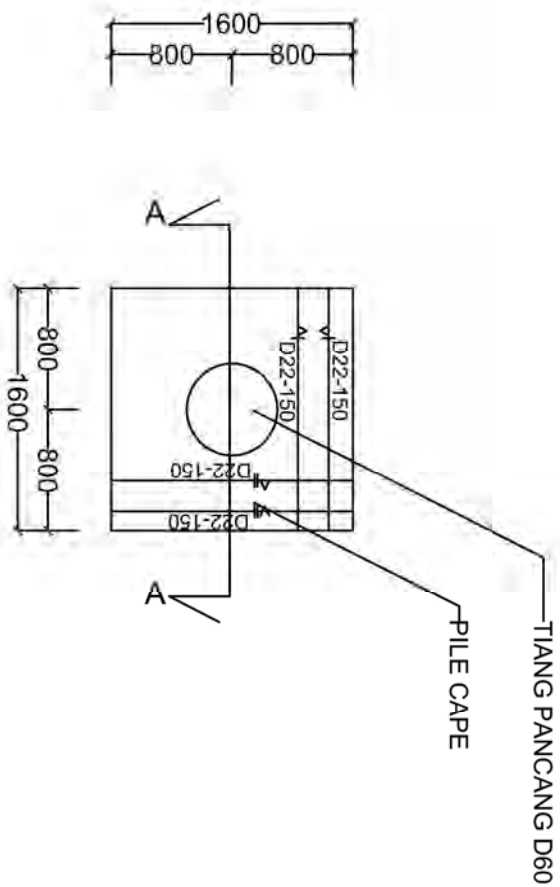
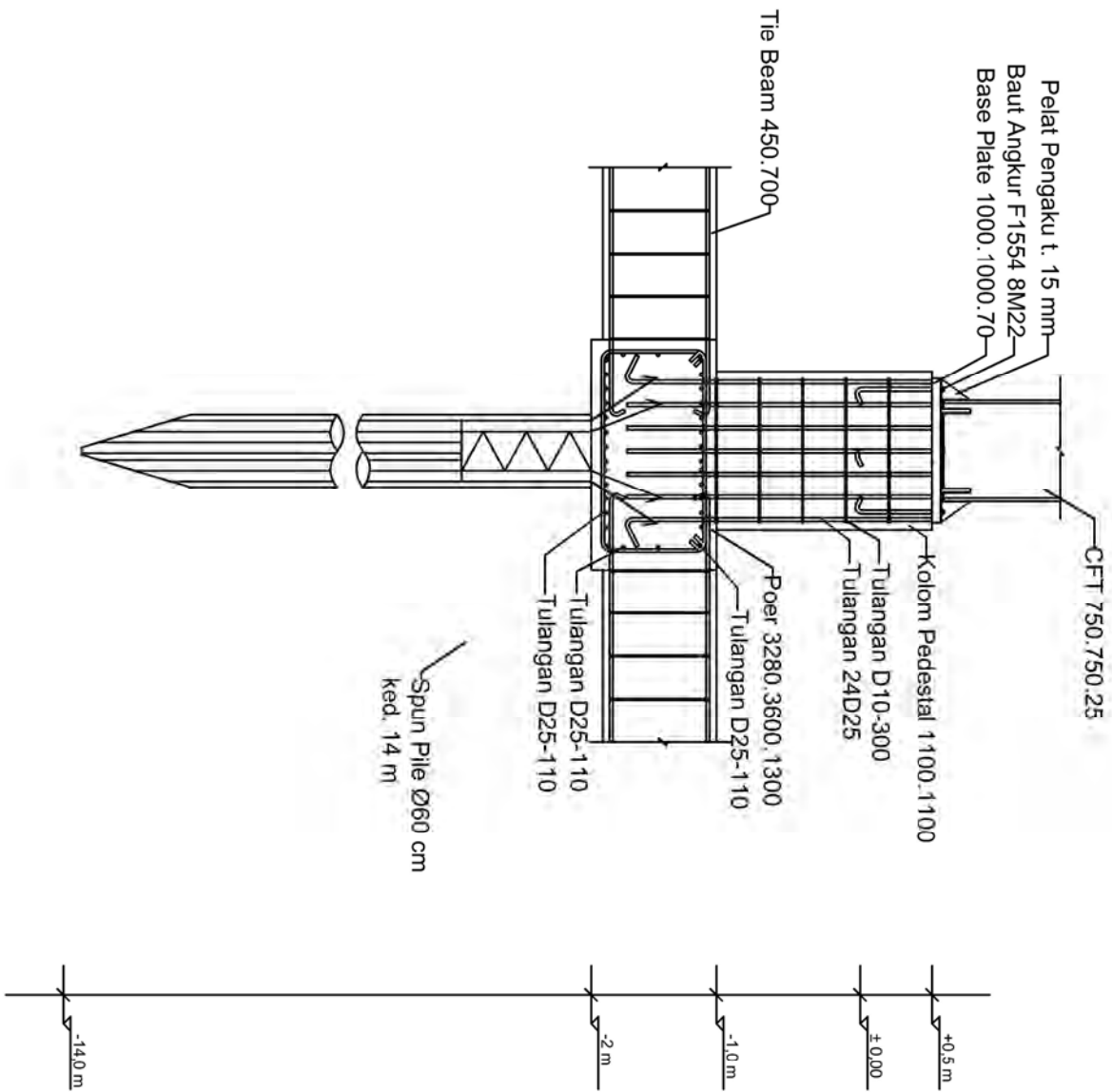
Detail Pondasi Tipe 1
Skala 1 : 50

Potongan A-A
Skala 1 : 50



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir		
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG MIDTOWN POINT JAKARTA MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS		
Dosen Pembimbing		
Mudji Irmawan, Ir., MS. Budi Suswanto, ST.,MT.,Pl.D		
Keterangan		
Nama Mahasiswa		
Adam Prakoso Pramudita		
Revisi	Tanggal	Catatan
Nama Gambar		
Detail Pondasi 5		
Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:50	27	27



Detail Pondasi Tipe 1
Skala 1 : 50

Potongan A-A
Skala 1 : 50



Form AKT-04
2021

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)
Jurusan Teknik Sipil (L2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111)
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	Ir. Mulya Irawan, MS
NAMA MAHASISWA	Adam Prakeso Pramudita
NRP	3115100026
JUDUL TUGAS AKHIR	Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung bertingkat apartemen di Jakarta menggunakan struktur komposit beton dengan sistem rangka paku eksentrik
TANGGAL PROPOSAL	17 Januari 2017
NO. SP-MMTA	61454 / 152 VI-L1 / p2.01.02 00/2017

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1		- Dilihat ulang penempatan kolom dengan gambar arsitektur	Gambar Penempatan kolom dan balok sesuai dengan gambar arsitektur.	
2		✓ Realisasi Penempatan balok kolom * Proposal	- Struktur Sekunder	
3		+ Struktur Sekunder - detail tumpuan pelat. - Penggunaan SNI 1727-2015 Untuk Pembebanan	- Permodelan struktur	
4		+ Permodelan Struktur. - Cek Vc manual lagi	- Struktur Utama	
5		+ Struktur Utama - Perhatikan Geser B/L - Kombinasi kolom drubak.	- Struktur Bawah	
6		+ Pondasi		



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil (L2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111)

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D
NAMA MAHASISWA	Adam Prakoso Pramudita
NRP	3113100026
JUDUL TUGAS AKHIR	Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Midtown Point Jakarta Menggantikan Struktur Komposit Baja-Beton dengan Sistem Rangka Pengaku Eksentris
TANGGAL PROPOSAL	17 Januari 2017
NO. SP-MMTA	014554 / IT2-VI.41 / PP.05.02.00 / 2017

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	31-03-2017	~ Pelat dan Balok * Cek Wire mesh. * Gambar Layout balok Lift. * Tangkap Sampung.	~ Tangga ~ Permodelan	Jisa
2	14-04-2017	~ Tangga * Gambar tangga di word, menggunakan bendek.	- Permodelan Awal	gar
3	28-04-2017	~ Permodelan awal	- Permodelan Lanjutan + Struktur utama.	Jisa
4	18-05-2017	~ Permodelan lanjutan. - dihi langkan bresing tekan tarik	- Sambungan	Jisa
5	3-06-2017	* Sambungan - B. Induk - kolom tambah Stiffner - bresing diubah, Sambungan ditaban * Pondasi - Diameter diubah ke - 60.	~ Revisi	gar
6				

BIODATA PENULIS



Adam Prakoso Pramudita

Lahir di Jakarta, pada tanggal 22 Juli 1995, merupakan anak pertama dari 3 bersaudara pasangan Nurkolis dan Widarsih. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN 07 Sukasari Tangerang, SMPN 1 Tangerang, dan SMAN 2 Tangerang. Kemudian penulis melanjutkan pendidikan sarjananya di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Jurusan Teknik Sipil (FTSP-ITS)

Surabaya melalui Program Sarjana dan terdaftar dengan NRP. 3113100026. Penulis adalah Mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang Studi Struktur dengan mengambil judul tugas akhir **“Modifikasi Perencanaan Gedung Midtown Point Office Tower Menggunakan Baja-Beton Komposit Dengan Sistem Rangka Bresing Eksentris”**.

Narahubung

Email : pramudita.adam@gmail.com